



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
Universidade Federal de Ouro Preto
Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil
Curso de Graduação em Engenharia Civil



Welington Fardin

ANÁLISE SÍSMICA DINÂMICA EM BARRAGEM DE REJEITOS COM UM SISMO ARTIFICIAL

Ouro Preto

08/02/2024

Análise sísmica dinâmica em barragem de rejeitos com um sismo artificial

Wellington Fardin

Trabalho Final de Curso apresentado
como parte dos requisitos para obtenção
do Grau de Engenheiro Civil na
Universidade Federal de Ouro Preto.

Data da aprovação: 08/02/2024

Área de concentração: Engenharia e Geotecnia

Orientador: Prof. D.Sc. Adilson do Lago Leite – UFOP

Coorientador: Prof. D.Sc. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro - GeoFast

Ouro Preto

08/02/2024

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

F221a Fardin, Welington.

Análise sísmica dinâmica em barragem de rejeitos com um sismo artificial. [manuscrito] / Welington Fardin. - 2024.

106 f.: il.: color., gráf., tab., mapa.

Orientador: Prof. Dr. Adilson do Lago Leite.

Coorientador: Prof. Dr. Saulo Gutemberg Silva Ribeiro.

Monografia (Bacharelado). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Graduação em Engenharia Civil .

1. Minas e recursos minerais - Barragens de rejeitos. 2. Barragens de rejeitos - Análise dinâmica. 3. Barragens de rejeitos - Análise sísmica. 4. Barragens de rejeitos - Modelagem numérica. 5. Barragens de rejeitos - Sismo artificial. I. Leite, Adilson do Lago. II. Ribeiro, Saulo Gutemberg Silva. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624

Bibliotecário(a) Responsável: Maristela Sanches Lima Mesquita - CRB-1716



FOLHA DE APROVAÇÃO

Wellington Fardin

Análise Sísmica Dinâmica em Barragem de Rejeitos com um Sismo Artificial

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto como requisito parcial para obtenção do Grau de Engenheiro Civil

Aprovada em 08 de fevereiro de 2024

Membros da banca

Doutor Adilson do Lago Leite - Orientador (UFOP)

Doutor Saulo Gutember Silva Ribeiro - Coorientador (Geofast)

Eng^a. MSc Tayra Muller Silva Lopes Serra - Membro (Walm Engenharia)

Professor Doutor Adilson do Lago Leite, orientador do trabalho, aprovou a versão final e autorizou seu depósito na Biblioteca Digital de Trabalhos de Conclusão de Curso da UFOP em 22/02/2024



Documento assinado eletronicamente por **Adilson do Lago Leite, PROFESSOR DE MAGISTERIO SUPERIOR**, em 22/02/2024, às 14:08, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site http://sei.ufop.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **0671853** e o código CRC **C8141476**.

Dedico este trabalho a todos aqueles que me apoiaram durante esta jornada.

AGRADECIMENTOS

Gostaria, primeiramente, de agradecer a Deus, pela minha vida e por permitir que todos os meus objetivos fossem alcançados durante os meus anos de estudo. Agradeço aos meus pais, Domingos e Arguelha, e também ao meu irmão, Luan, por compreenderem minha ausência enquanto me dedicava a esses anos de graduação. Também os agradeço por serem a motivação por trás da minha dedicação e comprometimento. Agradeço à minha namorada, Danielle, por estar presente quando mais precisei e compreender o tempo dedicado a este trabalho.

Expresso minha imensa gratidão ao Prof. Saulo Ribeiro, por ter orientado este estudo com sabedoria e apoio. Agradeço-lhe também pelos ensinamentos compartilhados e pela dedicação dispensada, os quais foram fundamentais para o desenvolvimento e qualidade deste trabalho.

Agradeço ao Prof. Adilson, pela orientação e ajuda desde o início desta monografia.

À GeoFast, agradeço pela oportunidade concedida e pelos incentivos ao meu crescimento profissional na área de geotecnia. Agradeço também à Seequent pela concessão do uso da licença do GeoStudio à GeoFast para execução dos estudos numéricos.

Agradeço às entidades PET CIVIL UFOP (Programa de Educação Tutorial de Engenharia Civil da Universidade Federal de Ouro Preto) e LAGEM (Liga Acadêmica de Geotecnia da Escola de Minas), por todo o aprendizado e desenvolvimento pessoal proporcionado.

Por fim, agradeço de forma especial à UFOP (Universidade Federal de Ouro Preto) e à Escola de Minas pelo seu corpo docente e pelo ensino gratuito e de qualidade. Agradeço também à Fundação Gorceix pelo suporte e apoio ao desenvolvimento profissional oferecido.

RESUMO

A demanda crescente de estudos sísmicos para a composição do plano de segurança das barragens de rejeitos de mineração, reforça o surgimento de um tema pouco difundido entre os profissionais do setor no Brasil. A adoção de técnicas consideravelmente simples e limitadas, como análises pseudo-estáticas, muitas vezes podem proporcionar resultados inconsistentes. A complexidade por trás do comportamento do solo diante da movimentação provocada por carregamentos dinâmicos, depende de uma série de variáveis que vão desde os parâmetros dos materiais envolvidos, características do sismo e os modelos numéricos adotados. Alguns solos quando submetidos a ação sísmica podem apresentar uma geração de poropressão instantânea, tornando-se um potencial gatilho para o processo de ruptura por liquefação. Dessa forma, o presente estudo avalia os efeitos sísmicos em uma barragem de rejeitos, por meio de modelagem numérica, com apoio do sistema computacional GeoStudio. O sismo adotado neste estudo foi gerado de forma artificial com base no espectro de projeto apresentado na NBR 15421 (ABNT, 2023). O modelo constitutivo escolhido para representar o comportamento do solo sob a ação sísmica foi o linear equivalente, já os estudos de estabilidade por equilíbrio limite foram elaborados com apoio do método de *Morgenstern&Price*. Por fim, foi possível avaliar as consequências da geração de poropressão e proveniente alteração no estado de tensões. Ainda foram identificadas as zonas liquefeitas e a influência das análises dinâmicas na estabilidade do barramento tipo avaliado, comparando estes resultados com fatores de segurança obtidos por meio de análise pseudo-estática.

Palavras-chaves: Análise Dinâmica, Análise Sísmica, Modelagem Numérica, Sismo Artificial, Barragem de Rejeitos de Mineração.

ABSTRACT

The increasing demand for seismic studies to compose the safety plan for mining tailings dams reinforces the emergence of a topic that is not widely spread among professionals in the sector in Brazil. Adopting considerably simple and limited techniques, such as pseudo-static analysis, can often provide inconsistent results. The complexity behind the behavior of the soil in the face of movement caused by dynamic loading depends on a series of variables that start from the properties of the materials involved, characteristics of the earthquake, and the numerical models adopted. Some soils, when subjected to seismic action, may present an instantaneous generation of pore pressure, becoming a potential trigger for the liquefaction rupture process. Therefore, the present study evaluates the seismic effects in a tailings dam, through numerical modeling, with the support of the GeoStudio computational system. The earthquake adopted in this study was generated artificially based on the design spectrum presented in NBR 15421 (ABNT, 2023). The constitutive model chosen to represent the behavior of the soil under seismic action was the linear equivalent, while the limit equilibrium stability studies were carried out with the support of the *Morgenstern&Price* method. Finally, it was possible to evaluate the consequences of the generation of pore pressure and resulting changes in the state of stress. The liquefied zones and the influence of dynamic analyzes on the stability of the evaluated structure type were also identified, comparing the results obtained with pseudo-static safety factors.

Keywords: Dynamic Analysis, Seismic Analysis, Numerical Modeling, Artificial Earthquake, Mining Tailings Dam.

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1 - Mapa dos sismos crustais no continente e margem passiva com magnitude Richter regional (m_R) > 2,5 registrados no período de 1720 a 2020. Os indicadores em azul são epicentros de registros históricos, os vermelhos são epicentros instrumentais e os círculos pretos nos Andes são os terremotos andinos sentidos em algumas cidades brasileiras (Centro de sismologia da USP, 2020)......7
- Figura 2 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para os terrenos da classe B - “Rocha” (ABNT, 2023).8
- Figura 3 – Geração de um sismo por acumulo e liberação de esforços no hipocentro (ruptura) e o seu epicentro (Assumpção; Dias Neto, 2001). 10
- Figura 4 - Correlação entre as mais diversas escalas de magnitudes: **MW** (magnitude de momento), **ML**(magnitude local de *Richter*), **MS** (magnitude de ondas de superfície), **mb**(magnitude de onda de corpo de período curto), **mB**(magnitude de onda de corpo de período longo), **MJMA**(magnitude da Agência Meteorológica Japonesa) (Idriss, 1985 *apud* Kramer, 1996). 13
- Figura 5 - Exemplo de um sismograma de velocidade em função do tempo (Cabello, 2021). 15
- Figura 6 - Exemplo de um acelerograma em função de g com aceleração de pico de 0,35 g (Cabello, 2021). 15
- Figura 7 - Distribuição geográfica dos casos de SIR no Brasil (em vermelho) e sismicidade natural (em branco). Os números correspondem com as informações na legenda, na seguinte ordem: nome do reservatório, máxima magnitude registrada, profundidade máxima da água e volume do reservatório (Adaptado de Barros *et al.*, 2016, 2018).21
- Figura 8 - Mapas de ameaça sísmica para aceleração de pico (PGA) em rocha, sendo (a) probabilidade de excedência de 10% em 50 anos resultando em período de retorno de 475 anos e (b) probabilidade de excedência de 2% em 50 anos resultando em período de retorno de 2475 anos (Assumpção *et al.*, 2016).25

Figura 9 - Zonas de susceptibilidade à mobilidade cíclica e fluxo por liquefação (adaptado de Kramer, 1996).	28
Figura 10 - Comportamento de duas amostras submetidas a carregamentos cíclicos e monotônicos. (a) deformação repentina devido ao início de liquefação e estado estacionário de deformação. (b) Tensões efetivas atingindo FLS e início de liquefação por carregamento cíclico e monotônico (Kramer, 1996).	29
Figura 11 - Parâmetro de estado (Kramer, 1996).	30
Figura 12 - Comportamento Tensão-Deformação de um solo carregado ciclicamente (Kramer, 1996).	34
Figura 13 - Curva hiperbólica relativa a G_{max} e τ_{max} (Seequent, 2022).	36
Figura 14 - Comportamento da função de redução G para solos de granulação fina de diferentes plasticidades (Vucetic; Dobry, 1991 <i>apud</i> Kramer, 1996).	38
Figura 15 - Variação da taxa de amortecimento com o índice de plasticidade e a deformação cisalhante cíclica (Vucetic; Dobry, 1991 <i>apud</i> Kramer, 1996).	39
Figura 16 - Registros de tensões cisalhantes induzidas por um sismo em psf (<i>pound square foot</i>), em que 1 psf é igual a 0,04788 kPa (Seequent, 2022).	40
Figura 17 - Número de ciclos uniformes equivalentes, N_{eq} , para terremotos de diferentes magnitudes (Seed <i>et al.</i> , 1975).	41
Figura 18 - Tensões cíclicas equivalente de um sismo em psf (Seequent, 2022).	42
Figura 19 - Tensões cíclicas necessárias para liquefação de amostras de areia do Rio Sacramento isotropicamente consolidadas (Seed; Lee, 1965 <i>apud</i> Kramer, 1996).	44
Figura 20 - Razão de número de ciclos (N/NL) versus razão de poropressão (ru) (Seequent, 2022).	45
Figura 21 - Variação do parâmetro de correção Ka com a razão α (Seed; Harder, 1990 <i>apud</i> Kramer, 1996).	47

Figura 22 - Função de amostra do módulo recuperável para areia com densidade relativa de 40%, disponível no QUAKE/W (Seequent, 2022).	48
Figura 23 - Curvas de deformação volumétrica para amplitudes de deformação cisalhante constantes (Martin;Finn; Seed, 1975).	49
Figura 24 - Zonas liquefeitas (L) no espaço q vs p' (Seequent, 2022).	50
Figura 25 - Influência da frequência nos movimentos induzidos no talude. Sendo (a) um comprimento de onda longo associado a baixa frequência e (b) um comprimento de onda curto associado a alta frequência (Kramer, 1996).	52
Figura 26 - Funções de intensidade aplicadas na simulação das características não estacionárias de terremotos reais. (a) função de intensidade constante, (b) função de intensidade trapezoidal, (c) função exponencial e (d) função trapezoidal com ramo exponencial (Gasparini; Vanmarke, 1976).	60
Figura 27 - (a) registro de terremoto com variação nos dados (b) registro de terremoto com correção da linha de base (Seequent, 2022).	60
Figura 28 - Fluxograma para geração de sismo artificial, a partir de espectro de resposta e função densidade espectral de potência (adaptado de Loayza, 2009).	61
Figura 29 - Variação do espectro de resposta de projeto (S_a/g_{sa0}) em função do período natural "T" (ABNT, 2023).	65
Figura 30 - Espectro de Resposta de Projeto (g).	66
Figura 31 - Espectro de resposta para o sismo gerado no SIMQKE_GR.	67
Figura 32 - Espectro de Resposta do sismo corrigido.	68
Figura 33 - Sismo artificial antes e após correção de frequências.	68
Figura 34 - Registro sísmico do terremoto de San Fernando – 1971 (adaptado de Seequent, 2022).	69
Figura 35 - Sismo artificial e <i>San Fernando</i> modificado, ambos com PGA de 0,09 g.	70
Figura 36 - Seção geológico-geotécnica.	71

Figura 37 - Função de redução G para os materiais da barragem.	74
Figura 38 - Função de amortecimento dos rejeitos.....	75
Figura 39 - Função razão de poropressão dos rejeitos.....	75
Figura 40 - Função de número cíclico dos rejeitos.	76
Figura 41 - Funções G_{max} dos rejeitos.	76
Figura 42 - Localização dos pontos históricos.	77
Figura 43 – Equipotenciais de perda de carga e linha freática do modelo.....	79
Figura 44 - FS drenado (berma de equilíbrio).....	79
Figura 45 - FS razão de resistência não drenada de pico.	80
Figura 46 - FS razão de resistência liquefeita.....	80
Figura 47 - FS pseudo-estático com PHA de 0,09 g e PVA de -0,06 g (Berma).	81
Figura 48 - FS pseudo-estático com PHA de 0,09 g e PVA de -0,06 g (Underflow).	81
Figura 49 - Tensões estáticas efetivas verticais.	82
Figura 50 - Tensões efetivas verticais após 10 s de terremoto.....	82
Figura 51 - Tensões estáticas efetivas horizontais.	82
Figura 52 - Tensões efetivas horizontais após 10 s de terremoto.....	83
Figura 53 - Poropressões iniciais.....	83
Figura 54 - Poropressões após 10 s de terremoto.....	84
Figura 55 - Excesso de poropressão após 10 s de terremoto.	84
Figura 56 - Zonas liquefeitas ao decorrer de 1 s.....	85
Figura 57 - Zonas liquefeitas ao decorrer de 2 s.....	85
Figura 58 - Zonas liquefeitas ao decorrer de 4 s.....	85
Figura 59 - Zonas liquefeitas ao decorrer de 8 s.....	85

Figura 60 - Zonas liquefeitas ao decorrer de 10 s.....	86
Figura 61 - Geração de poropressão no decorrer do tempo.....	86
Figura 62 - Deslocamentos horizontais.....	87
Figura 63 - Deslocamentos verticais.....	87
Figura 64 - Acelerações horizontais.....	88
Figura 65 - Acelerações verticais.....	88
Figura 66 - Aceleração horizontal na base da estrutura (ponto P5).....	89
Figura 67 - Deformações cisalhantes XY.....	89
Figura 68 - FS após 10 s de terremoto (Berma).	90
Figura 69 - FS no decorrer do sismo (Berma).....	90
Figura 70 - FS após 10 s (Underflow).....	91
Figura 71 - FS no decorrer do sismo (Underflow).....	92
Figura 72 - Estudo de sensibilidade do FS para diferentes PGA.....	93

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Relação entre intensidade e magnitude (escala <i>Richter</i>) no epicentro (adaptado de Sandroni; Guidicini, 2021).	14
Tabela 2 - Duração Típica de Terremotos com Distâncias Epicentrais Inferiores a 10 km e suas magnitudes (Chang; Krinitzsky, 1977 <i>apud</i> Kramer, 1996).	18
Tabela 3 - Valores de K para diferentes solos granulares no QUAKE/W (Seequent, 2022).	37
Tabela 4 - Valores para o fator de correção (c_r) em função do (K_0) coeficiente de empuxo em repouso (Kramer, 1996).	43
Tabela 5 - Critérios de Projeto Sísmico (GISTM, 2020).	55
Tabela 6 - Risco de inundações e terremotos (CDA, 2013).	55
Tabela 7 - Fatores de segurança mínimos para barragens de mineração. (ABNT, 2017).	57
Tabela 8 - Fatores de amplificação sísmica no solo (ABNT, 2023).	66
Tabela 9 - Parâmetros geotécnicos adotados.	72
Tabela 10 - Poisson adotado em função de K_0	73
Tabela 11 – Razão de resistências não drenada e liquefeita.	73

LISTA DE SIGLAS

AmBS - Bacia Amazônica

AmCr - Cráton Amazônico

ANM - Agência Nacional de Mineração

BPPr - Província Borborema

CDA - *Canadian Dam Association*

CRR - *Cyclic Resistance Ratio*

CSR - *Cyclic Stress Ratio*

CSL - *Critical State Line*

DSS – *Direct Simple Shear*

EC-8 – Eurocódigo 8

EUA - Estados Unidos da América

FDEP - Função Densidade Espectral de Potência

FLS - *Flow Liquefaction Surface*

FS - Fator de Segurança

g - Aceleração da gravidade

GISTM - *Global Industry Standard on Tailings Management*

IP - Índice de plasticidade

JMA - *Japanese Meteorological Agency*

km – Quilômetro

kPa - Quilopascal

m - Metro

M₀ - Momento Sísmico

m_b - Escala de Magnitude de Ondas de Corpo

MCE - *Maximum Credible Earthquake*

ML - Escala de Magnitude Local *Richter*

MMI - *Mercalli* Modificada

MqPr - Província Mantiqueira

MR - Escala de Magnitude Regional

Ms - Escala de Magnitude de Ondas de Superfície

MSK - *Medvedev-Sponheuer-Karnik*

M_w - Escala de Magnitude de Momento

NBR - Norma Brasileira

PbBS - Bacia do Parnaíba

PcBs - Bacia dos Parecis

PGA - *Peak Ground Acceleration*

PHA - *Peak Horizontal Acceleration*

PnBS - Bacia do Paraná

psf - *pound square foot*

PSHA - *Probabilistic Seismic Hazard Analysis*

PVA - *Peak Vertical Acceleration*

RF - *Rossi-Forel*

RSBR - Rede Sismográfica Brasileira

SBGf- Sociedade Brasileira de Geofísica

SFCr - Cráton São Francisco

SHANSEP - *Stress History and Normalized Soil Engineering Properties*

SIGBM - Sistema de Gestão de Segurança de Barragem de Mineração

SIR - Sismicidade Induzida por Reservatórios

SSL - *Steady State Line*

ToPr- *Província do Tocantins*

USGS - *United States Geological Survey*

SUMÁRIO

1	Introdução	1
1.1	Objetivo	4
1.1.1	Objetivos específicos	4
2	Revisão Bibliográfica.....	6
2.1	Engenharia Sísmica no Brasil.....	6
2.2	Parâmetros Sísmicos Fundamentais.....	9
2.3	Sismicidade Induzida.....	18
2.4	Sismicidade Natural no Brasil.....	22
2.5	Liquefação por Carregamentos Cíclicos.....	26
2.6	Análise Dinâmica.....	32
2.6.1	Modelos Elástico Linear, Linear Equivalente e Não-Linear.....	32
2.6.2	Módulo Cisalhante (G_{max}).....	37
2.6.3	Função Redução G	38
2.6.4	Taxa de Amortecimento	39
2.6.5	Tensões Cíclicas Equivalentes	40
2.6.6	Função de poropressão	42
2.6.7	Modelo MFS de poropressão (Martin Finn Seed)	47
2.6.8	Superfície de Colapso e Resistência em Estado Permanente.....	50
2.7	Análise Pseudo-Estática.....	50
2.8	Abordagem Sísmica em Projetos	51
2.9	Sismo Artificial	57
3	Metodologia.....	62

3.1	Geração do Sismo Artificial	63
3.1.1	Sismicidade.....	63
3.1.2	Espectro de Resposta de Projeto.....	64
3.1.3	Acelerogramas Artificiais.....	66
3.2	Modelagem Numérica: métodos.....	70
4	Modelagem numérica: resultados e discussões.....	79
5	Considerações finais	95
	Referências.....	98
	Anexo A – Escala de Intensidade Mercalli Modificada (Assumpção e Dias Neto, 2001).....	105
	Anexo B – Parâmetros de entrada necessários no QUAKE/W (GeoStudio).....	106

1 INTRODUÇÃO

Desde o período colonial, os recursos minerais brasileiros vêm despertando interesses do setor de mineração. Esse ramo da economia tem seus primórdios na exploração do ouro e gradativamente se expandiu, conforme demanda e disponibilidade de outras matérias-primas (Geolnova, 2023).

Apesar da grande importância econômica, os impactos socioambientais causados pela atividade devido à relação direta com o meio ambiente são inúmeros. É essencial destacar que os primeiros métodos aplicados na extração e beneficiamento geraram grande quantidade de resíduos indesejáveis e seu armazenamento era crucial para a continuidade das atividades.

O uso de obras geotécnicas como barragens, avançou rapidamente por todo o país e se tornou a forma mais utilizada para contenção dos rejeitos de mineração. Após os acidentes de Mariana - MG (2015) e Brumadinho - MG (2019), as preocupações com a segurança desse tipo de estrutura aumentaram muito, principalmente, devido ao elevado número de mortes e potencial de danos ambientais que a ruptura destas obras pode causar.

Analisando as mudanças nos últimos anos em relação à legislação, fiscalização e condições impostas a mineradoras ou projetistas, percebe-se o estabelecimento de um cenário mais exigente. Ao mesmo tempo, novos métodos como empilhamento de rejeitos desaguados (comumente encontrado na comunidade geotécnica como rejeito filtrado) e as descaracterizações de estruturas ganham espaço e são incorporados no planejamento das empresas desse setor.

Segundo relatório da Agência Nacional de Mineração (ANM), extraído em julho de 2023 no Sistema de Gestão de Segurança de Barragem de Mineração (SIGBM), existem 928 barragens de rejeitos distribuídas ao longo do território nacional, das quais 268 estão classificadas em alto dano potencial associado. Além disso, cerca de 60 barragens estão em categoria de risco alto (ANM, 2023).

Massad (2010), aborda que dentre os vários modos de falhas das barragens de terra, os estudos que envolvem a compreensão do processo de liquefação recebem

atenções desde o acidente com a barragem de *Fort Peck* (1938), nos Estados Unidos (EUA). Este fenômeno foi responsável pelos rompimentos das estruturas de Fundão (2015) e Brumadinho (2019), os quais resultaram em enormes impactos socioambientais e econômicos, além de quase 300 mortes (Sandroni; Guidicini, 2021).

Conforme abordado por Castilho (2017), os efeitos induzidos no solo podem ser estáticos, como o peso próprio das estruturas e carregamentos provindos de novas construções, ou dinâmicos, como detonações, tráfego de máquinas pesadas e principalmente sismos.

Um exemplo de colapso por causa de carregamento sísmico é o da barragem de *San Fernando*, na Califórnia EUA, em 1971. Sua ruptura ocorreu após um terremoto de magnitude 6,6 na escala de magnitude de momento, provocada pela geração instantânea de poropressão e a falta de tempo para sua dissipação, o que resultou na redução da resistência ao cisalhamento do solo (Seed, 1979).

Apesar da ocorrência de terremotos no território brasileiro ser geralmente de baixa intensidade e recorrência, além da probabilidade de eventos com média e alta intensidade ser pequena, a avaliação sísmica em barragens é necessária em vista de regulamentações e questões normativas. O objetivo é garantir a segurança dessas obras diante do enorme potencial de danos causados na possibilidade de falha.

A ANM estabelece no Plano de Segurança da Barragem, instituído pela Resolução ANM N° 95, de 07 de fevereiro de 2022, a obrigatoriedade da avaliação dos estudos sísmicos com base no disposto na NBR 13028 (ABNT, 2017). No entanto, essa norma recomenda a utilização do critério sugerido pela *Canadian Dam Association* (CDA), indicando as análises pseudo-estáticas para estudos iniciais e o uso da aceleração resultante do Sismo Máximo Provável (MCE – do inglês: *Maximum Credible Earthquake*).

Segundo Kramer (1996), esse método de abordagem sísmica é um dos mais simples e representa os efeitos do terremoto através de coeficientes de aceleração unidirecionais constantes (horizontais e/ou verticais). A partir dessas acelerações e com base na Segunda Lei de Newton (Força = massa x aceleração), é possível obter as forças inércias provocadas por esse evento na massa de solo.

Kramer (1996), completa que a representação dos efeitos sísmicos por uma única constante unidirecional é bastante superficial. Suas limitações foram reconhecidas ainda em suas primeiras abordagens por Terzaghi (1950). De forma geral, este tipo de análise pode apresentar resultados equivocados, quando realizadas em solos com potencial de geração de poropressão.

Segundo Seed (1979), algumas análises pseudo-estáticas produziram fatores de segurança acima de 1,00 para algumas barragens que posteriormente se romperam durante terremotos. Dessa forma, é possível observar deficiências relevantes neste método, não se mostrando confiáveis para mensurar com precisão a estabilidade desse tipo de estrutura.

Ainda com Kramer (1996), os efeitos ocasionados por um sismo estão diretamente relacionados com sua duração, conteúdo de frequências e acelerações induzidas no solo. Assim, um terremoto que apresente um pico de aceleração mais baixo, porém com uniformidade e alta frequência no seu decorrer, pode ocasionar maiores danos do que aqueles que apresentam uma elevada aceleração máxima, seguida por um grande amortecimento.

É possível afirmar que análises pseudo-estáticas devem ser utilizadas com cautela e com objetivo de se obter uma ideia inicial da estabilidade de determinada estrutura. Isso se deve a vários fatores, sendo os principais a falta de representatividade da ação sísmica de um terremoto pelos coeficientes de aceleração pseudo-estáticos, bem como a não contemplação da geração de poropressão causada pela movimentação do solo durante um tremor. Logo, torna-se necessário realizar estudos complementares mais abrangentes, que permitam avaliar com maior precisão o comportamento real do solo.

Diversos autores, como Jefferies e Been (2016) e Kramer (1996), destacam que o principal risco de carregamentos dinâmicos (cíclicos) em solos é a geração de poropressão instantânea. Além disso, há grande probabilidade de ocorrência de condições não drenadas, devido ao curto espaço de tempo disponível para dissipação do excesso de poropressão produzida.

Os resultados obtidos em uma análise dinâmica são mais sensíveis ao verdadeiro comportamento do solo sob ações de um sismo, já que a caracterização da ação sísmica é feita por meio do uso de um acelerograma ou espectro de resposta. Quando não há a disponibilidade de registros sísmicos para o local de interesse, uma alternativa pode ser produzir sismos artificiais compatíveis com a sismicidade provável daquela região. Diversas formas de produzir esses dados são encontradas na literatura, como os métodos de superposição de ondas senoidais, função de Green e modificação de registros reais.

Dessa forma, compreende-se que as análises dinâmicas representam melhor os efeitos no solo e o comportamento deste diante de um terremoto. Porém é necessário cautela em seu desenvolvimento, uma vez que há muitas variáveis que podem influenciar significativamente os resultados, o que pode também torná-los equivocados e pouco representativos.

Por fim, este trabalho espera contribuir com o entendimento da abordagem sísmica em barragens de rejeitos de mineração e as principais variáveis que podem influenciar os resultados obtidos. Trazendo ao debate a abordagem dos métodos pseudo-estáticos que são amplamente difundidos e encontrados em relatórios técnicos e os métodos dinâmicos.

1.1 Objetivo

O objetivo do presente trabalho é avaliar os efeitos da ação sísmica em um modelo computacional que represente uma barragem para contenção de rejeitos, sob a perspectiva da análise dinâmica e fazendo uso de um sismo artificial. Sendo assim, demonstrando a alteração do estado de tensões devido a geração de poropressão e a influência na estabilidade dos taludes que a compõem.

1.1.1 Objetivos específicos

Inicialmente, buscou-se aplicar o Método de Superposição de Oscilações para a geração de um sismo artificial, compatível com o espectro de resposta da NBR 15421 (ABNT, 2023). Posteriormente normalizado para uma aceleração máxima coerente com o tempo de retorno de determinadas regiões brasileiras.

Pretende-se utilizar o acelerograma desenvolvido para representar a ação sísmica no qual a análise dinâmica será submetida. Para isso, utilizou-se um protótipo característico de uma seção geológico-geotécnica de uma barragem de rejeitos, analisada por meio da ferramenta computacional GeoStudio 22.1 e seus módulos SEEP/W, SLOPE/W e QUAKE/W.

Espera-se interpretar os resultados obtidos, verificando a alteração da estabilidade dos taludes da estrutura que é influenciada pela alteração no estado de tensões. Além de comparar os fatores de segurança com aqueles obtidos no método pseudo-estático, apontando algumas limitações de cada análise.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O grande desafio para o geotécnico durante a avaliação sísmica, está relacionado com a necessidade de conhecimentos específicos de sismologia e a compreensão de como esses movimentos de rocha ou terra se propagam e dissipam pela superfície terrestre. Dificilmente, ao longo da formação do profissional em geotecnia no Brasil, disciplinas voltadas para essa ciência serão abordadas, tornando a conexão entre a engenharia sísmica e geotécnica ainda mais distante.

Diante do exposto, este capítulo apresenta a introdução de conceitos genéricos que serão fundamentais para o entendimento do tema, bem como a apresentação de um método presente na literatura para o desenvolvimento de ondas sísmicas artificiais.

2.1 Engenharia Sísmica no Brasil

Conforme abordado por Corbani (2006), ações sísmicas consideráveis ocorrem com pouca frequência e intensidade no Brasil, fazendo com que essa área da engenharia não receba tanta importância como em outros países da América do Sul, como Chile, Colômbia, Peru e Equador. Nessas regiões, a sismicidade é fator crucial e recebe grande importância no desenvolvimento de projetos.

Contudo, existe o interesse e exigência das agências reguladoras neste tipo de análise para grandes obras como barragens. Isso acontece principalmente devido ao alto potencial de dano atrelado à possibilidade de ruptura da estrutura.

Ao mesmo tempo que a sismicidade não é um fator de falha dominante no território brasileiro, os efeitos sísmicos não podem ser completamente desconsiderados. Em algumas regiões atingem proporções preocupantes e devem ser levados em consideração na elaboração de projetos, inclusive de edifícios (Silva, 2009).

Na Figura 1 é possível observar o mapa sísmico brasileiro dos tremores registrados até então no país, disponível no [Boletim Sísmico Brasileiro](#) (Centro de Sismologia da USP, 2020). É possível observar a ocorrência de um sismo de magnitude 6, na região central do país, além de tremores situados em países vizinhos que foram sentidos no Brasil.

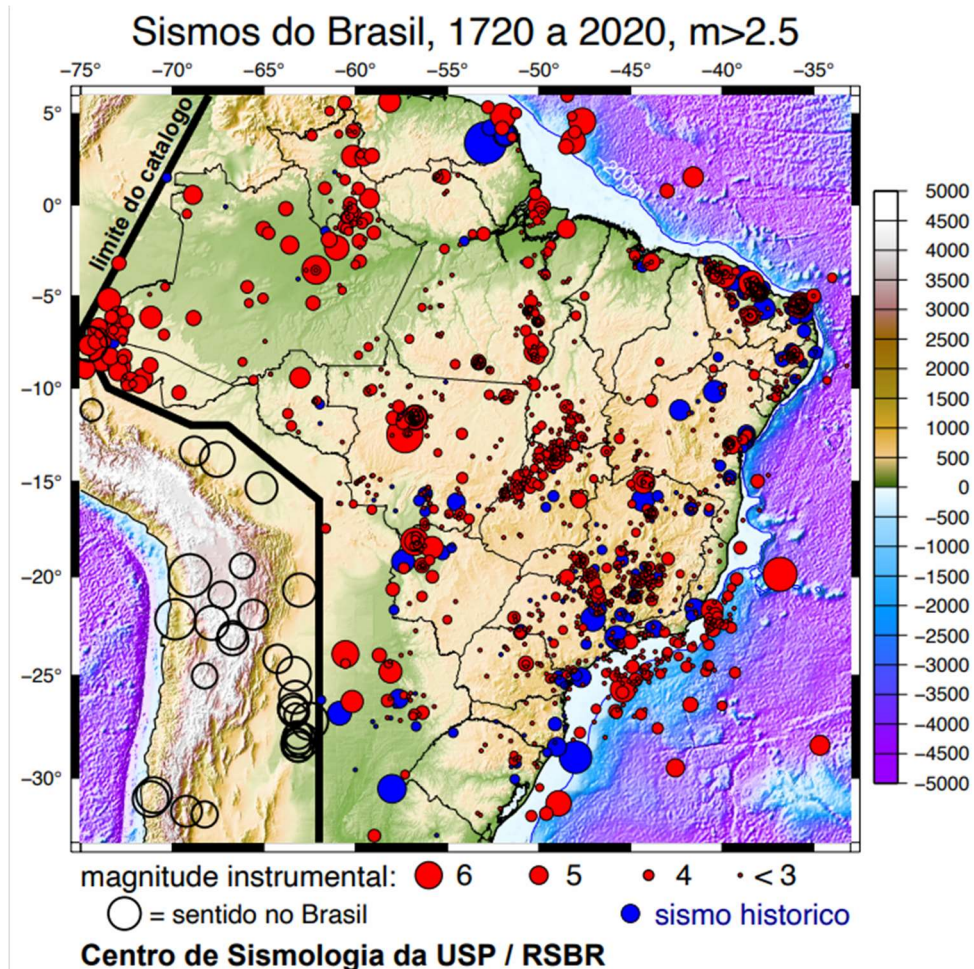


Figura 1 - Mapa dos sismos crustais no continente e margem passiva com magnitude Richter regional (m_R) $> 2,5$ registrados no período de 1720 a 2020. Os indicadores em azul são epicentros de registros históricos, os vermelhos são epicentros instrumentais e os círculos pretos nos Andes são os terremotos andinos sentidos em algumas cidades brasileiras (Centro de sismologia da USP, 2020).

Na NBR 15421 (ABNT, 2023), que trata de Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos, é possível observar a atualização do zoneamento sísmico para as acelerações horizontais do Brasil. Boa parte do território está classificada como Zona 0, com aceleração 0,025 g, e na Zona 1, com aceleração entre 0,025 g até 0,05 g. As

outras regiões de menor abrangência são a Zona 2 (0,05 g a 0,10 g), Zona 3 (0,10 g a 0,15 g) e Zona 4 (0,15 g), como mostra a Figura 2.

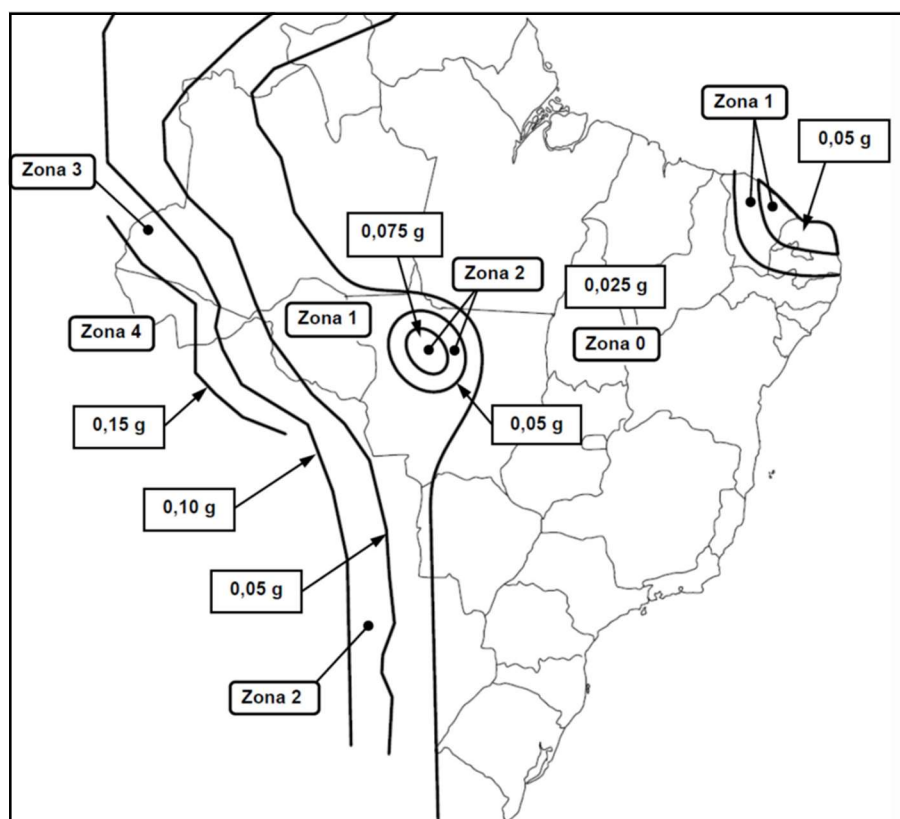


Figura 2 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para os terrenos da classe B - "Rocha" (ABNT, 2023).

Apesar da previsão para os estudos sísmicos na NBR 13028 (ABNT, 2017), essa norma redireciona os profissionais para as orientações do *Dam Safety Guidelines* (CDA, 2013). Enquanto isso, a NBR 15421 (ABNT, 2023) apenas permite o uso da caracterização da ação sísmica para os projetos de obras especiais. Conseqüentemente, a ausência de normativas próprias para estudos sísmicos em barragens brasileiras reflete diretamente na dificuldade e alinhamento das proposições entre os engenheiros responsáveis.

Outro ponto que merece atenção são os registros sísmicos disponíveis, que geralmente apresentam informações genéricas voltadas a sua quantificação, como local, data e magnitude. Em uma análise dinâmica, as informações realmente

importantes para a engenharia são registros de amplitudes, acelerações ao longo do tempo e de pico, conteúdo de frequências, duração do evento e a variação da intensidade (Rodrigues, 2012).

2.2 Parâmetros Sísmicos Fundamentais

A seguir, são abordados alguns conceitos importantes relacionados com a grandeza de um sismo e com os movimentos do solo. Torna-se essencial essa conceituação para que seja possível avaliá-los, sendo abordado de forma simplista e apresentados apenas os parâmetros que são importantes para a engenharia.

O resultado da ruptura e movimentação tectônica na litosfera é a geração de vibrações sísmicas que se propagam por todas as direções em forma de onda, podendo ser registradas por aparelhos específicos, denominados sismógrafos ou acelerômetros. Conforme dados apresentados por Castilho (2017), vibrações no solo também podem ser induzidas por outros fenômenos com diferentes acelerações e frequências, como detonações, movimento gravitacional de massas e tráfego de grandes máquinas.

O ponto na crosta terrestre onde inicia a liberação dessas tensões acumuladas é chamado de hipocentro e a sua projeção na superfície é o epicentro. Ao mesmo tempo, a distância entre o epicentro e hipocentro é a profundidade focal. Assim, quanto mais próximo determinado local estiver do epicentro, maiores serão os efeitos causados pelo terremoto devido a maior energia das ondas (Assumpção; Dias Neto, 2001). Na Figura 3 é ilustrado com maiores detalhes a diferença entre epicentro e hipocentro.

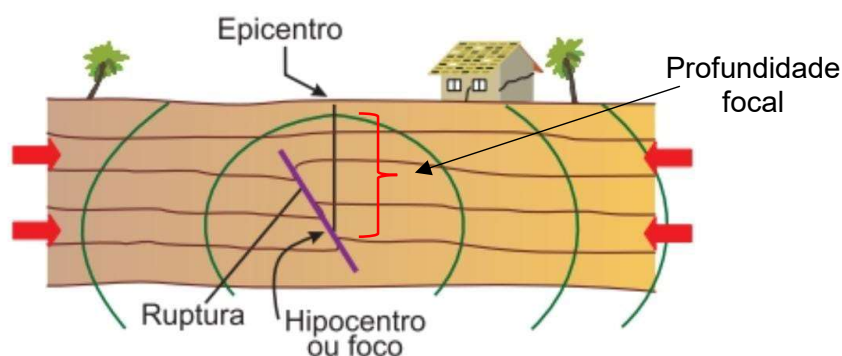


Figura 3 – Geração de um sismo por acúmulo e liberação de esforços no hipocentro (ruptura) e o seu epicentro (Assumpção; Dias Neto, 2001).

Em relação aos tipos de propagação de ondas, são chamadas de onda longitudinal ou onda P aquelas que as vibrações são paralelas às direções de propagação, ou seja, se propagam por meio de movimentos sucessivos de dilatação e contração. Já as que vibram perpendicularmente à direção de propagação e apresentam deformações tangenciais, são denominadas de onda transversal ou onda S (Loayza, 2009).

As vibrações P e S são comumente classificadas em ondas internas por apresentarem propagação em todas as direções, no entanto além desses dois tipos, existem também ondas que propagam as vibrações junto à superfície terrestre. Estas podem ser *Rayleigh* ou *Love* (Assumpção; Dias Neto, 2001).

As ondas do tipo *Rayleigh* são combinações das vibrações P e S, já o tipo *Love* é caracterizado pela superposição de ondas S com vibrações horizontais nas camadas mais superficiais da crosta terrestre (Assumpção; Dias Neto, 2001).

No que diz respeito a grandeza de um terremoto, merece destaque a intensidade e a magnitude. Por outro lado, para a quantificação dos movimentos, é necessário abordar os parâmetros de amplitude (aceleração, velocidade e deslocamento), e os parâmetros de conteúdo de frequência e também de duração.

A intensidade de um sismo é uma descrição qualitativa dos efeitos do terremoto em determinado local, como observações dos danos causados por ele ou a própria reação humana ao evento. Essa grandeza subjetiva pode ser útil na avaliação de

registros anteriores ao desenvolvimento de equipamentos responsáveis por essas medições, permitindo comparações entre níveis de tremores e suas taxas de recorrência.

A intensidade é comumente classificada por meio das escalas *Rossi-Forel* (RF), *Mercalli* Modificada (MMI), *Japanese Meteorological Agency* (JMA) ou *Medvedev-Spoonheuer-Karnik* (MSK). Essas classificações são obtidas através de entrevistas com observadores presentes nas áreas afetadas. Sendo útil a realização de treinamentos prévios com objetivo de minimizar a subjetividade, nas regiões com alta recorrência de eventos (Kramer, 1996).

No Anexo A, é apresentada a Escala de Intensidade *Mercalli* Modificada, retirada do livro *Decifrando a Terra* (Assumpção; Dias Neto, 2001). Na primeira coluna é abordada a classificação dada ao tremor de terra através de uma escala de I a XII, sendo a classificação XII a mais severa. Na segunda coluna é apresentada a descrição dos efeitos, com destaque para seu caráter subjetivo e qualitativo. Já na última coluna, apesar de não compor inicialmente a escala *Mercalli*, os autores estabeleceram valores aproximados de acelerações para as diferentes intensidades.

Com o desenvolvimento dos estudos sísmicos e tecnologias mais avançadas, viabilizou-se a produção de equipamentos que permitiram um levantamento de informações mais objetivas sobre os eventos. A partir de então, surge um novo conceito para caracterização da grandeza de um tremor, a magnitude. Esse parâmetro quantitativo é utilizado para escalonar a quantidade de energia liberada durante um tremor.

A magnitude de um sismo é representada em escala logarítmica e a mais conhecida é a magnitude local Richter ou simplesmente escala Richter (M_L), nem sempre sendo a mais adequada. Além dela, existem outras classificações, como a magnitude de ondas de superfície (M_s), magnitude de ondas de corpo (m_b) e magnitude de momento (M_w). Cada uma apresenta características próprias e são representativas de acordo com o tipo de sismo e cenário que se deseja quantificar.

Existem diversas correlações usadas para calcular a magnitude Richter (M_L), conforme o tipo de onda sísmica registrada no sismograma. Na Equação 1, é apresentada a correlação utilizada para encontrar a magnitude M_L .

$$M_L = \text{Log}A(\Delta) - \text{Log}A_0(\Delta) \quad (1)$$

Em que A e A_0 representam as amplitudes máximas de deslocamento horizontal registradas a determinada distância Δ , para tremores de magnitude M_L e zero, respectivamente (Loayza, 2009). Magnitude zero é aquela que induz uma amplitude de deslocamento igual a 1 micrômetro para epicentro à 100 km de uma estação sismográfica do tipo *Wood Anderson*.

A magnitude M_s pode ser estimada pela Equação 2,

$$M_s = \text{Log}A + 1,66 * \text{Log}\Delta + 2 \quad (2)$$

em que A é a amplitude máxima de deslocamento do solo em micrômetros e Δ é a distância epicentral em graus (Kramer, 1996).

Já a magnitude m_b , pode ser expressa pela Equação 3,

$$m_b = \text{Log}_{10} \left(\frac{A}{T} \right) + Q * (\Delta, h) \quad (3)$$

em que A é a amplitude da onda P em micrômetros e T o correspondente período. O fator de correção Q (Δ, h) é definido em função da distância em graus (Δ), a partir da distância epicentral e a profundida focal (h) em quilômetros (Loayza, 2009).

A Equação 4 é utilizada para definição da magnitude de momento M_w , sendo,

$$M_w = \frac{2}{3} \text{Log}M_0 - 6 \quad (4)$$

em que M_0 é o momento sísmico, definido pela Equação 5.

$$M_0 = \mu * D * S \quad (5)$$

Com μ sendo módulo de rigidez da rocha na falha, D é o deslocamento médio observado na falha e S é a área total da superfície de ruptura (Assumpção; Dias Neto, 2001).

Para os sismos pequenos e moderados, prevalentes no território brasileiro, adota-se a escala de magnitude regional (M_R), que é desenvolvida para as condições de atenuação das ondas na litosfera do Brasil. Por vezes, preferencialmente pode-se também adotar a magnitude m_b que é equivalente a escala M_R . A magnitude M_R pode ser obtida por meio da Equação 6 (Assumpção; Dias Neto, 2001).

$$m_R = \text{Log } V + 2,3 \text{ Log } R - 2,48 \quad (6)$$

Em que R é a distância epicentral (quilômetro) e V é a velocidade da partícula de onda P (micrômetro), dada pela Equação 7.

$$V = 2\pi * \frac{A}{T} \quad (7)$$

Na Figura 4 é ilustrada a correlação entre as escalas de magnitude mais utilizadas.

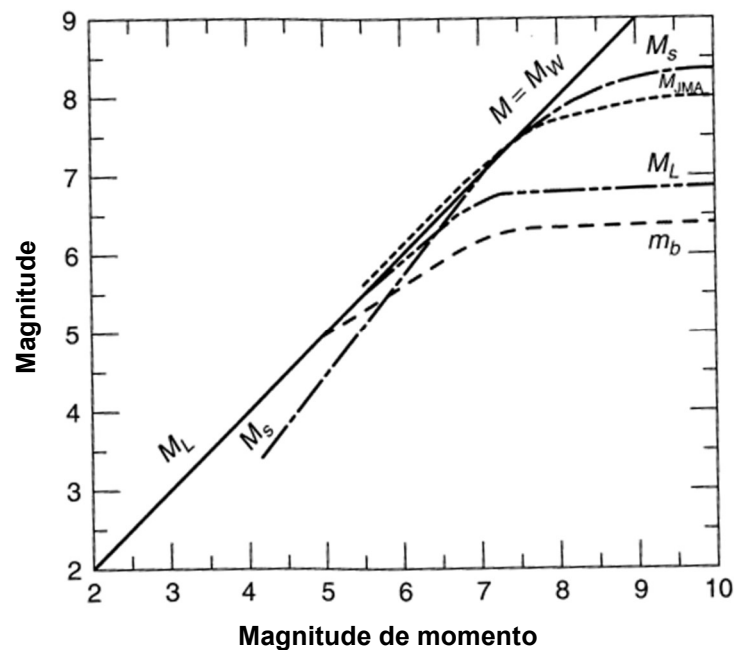


Figura 4 - Correlação entre as mais diversas escalas de magnitudes: M_W (magnitude de momento), M_L (magnitude local de Richter), M_S (magnitude de ondas de superfície), m_b (magnitude de onda de corpo de período curto), m_B (magnitude de onda de corpo de período longo), M_{JMA} (magnitude da Agência Meteorológica Japonesa) (Idriss, 1985 *apud* Kramer, 1996).

Segundo Sandroni e Guidicini (2021), um sismo apresenta apenas uma magnitude, mas pode ter diversas intensidades conforme a distância até o epicentro, os materiais que compõem a crosta e tipo de solo no local da obra. Na Tabela 1 são apresentadas prováveis magnitudes para cada classe de intensidade, conforme escala *Mercalli* Modificada apresentada pelos autores.

Tabela 1 - Relação entre intensidade e magnitude (escala *Richter*) no epicentro (adaptado de Sandroni; Guidicini, 2021).

Intensidade	Magnitude	Intensidade	Magnitude
I	1 a 2	VII	6
II	2 a 3	VIII	6 a 7
III	3 a 4	IX	7
IV	4	X	7 a 8
V	4 a 5	XI	8
VI	5 a 6	XII	8 ou maior

Uma forma bem prática de representação das amplitudes de uma onda sísmica, é a utilização de sismogramas ou acelerogramas, obtidos respectivamente a partir de sismógrafos ou acelerômetros. Basicamente, são dois tipos de gráficos utilizados para registrar e analisar movimentos sísmicos.

Conforme Stein e Wysession (2003), o sismograma é um gráfico que representa a amplitude das ondas sísmicas registradas por um sismógrafo ao longo do tempo, por meio de linhas que representam essa variação. Com essas informações, é possível entender a origem do movimento sísmico e avaliar os riscos associados.

Por outro lado, o acelerograma é um gráfico que representa a aceleração do solo durante um evento sísmico, obtidos através de sensores (acelerômetros) que realizam a medição em pontos específicos. Este gráfico também é representado em função do tempo e é utilizado principalmente para avaliar a resposta sísmica de estruturas (Stein; Wysession, 2003).

Na Figura 5, é apresentado um exemplo de sismograma, sendo possível observar os diferentes tempos de chegadas dos tipos de ondas. A primeira a chegar são as ondas P (mais rápidas), seguidas pelas ondas S (mais lentas e com mais energia) e

posteriormente pelas ondas superficiais. Um ponto importante é que os sismógrafos podem registrar a aceleração, velocidade ou deslocamento, o que viabiliza a obtenção dos outros dois parâmetros a partir de integrações ou derivações desses registros.

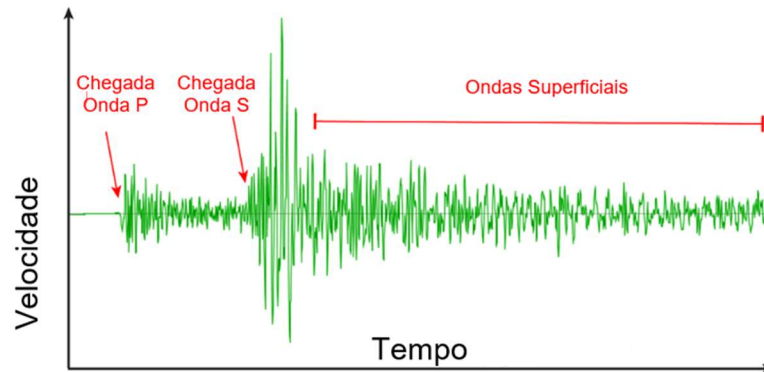


Figura 5 - Exemplo de um sismograma de velocidade em função do tempo (Cabello, 2021).

Já na Figura 6 é apresentado um exemplo de acelerograma, que é um gráfico de aceleração versus tempo. A aceleração é dada geralmente em razão da aceleração da gravidade.

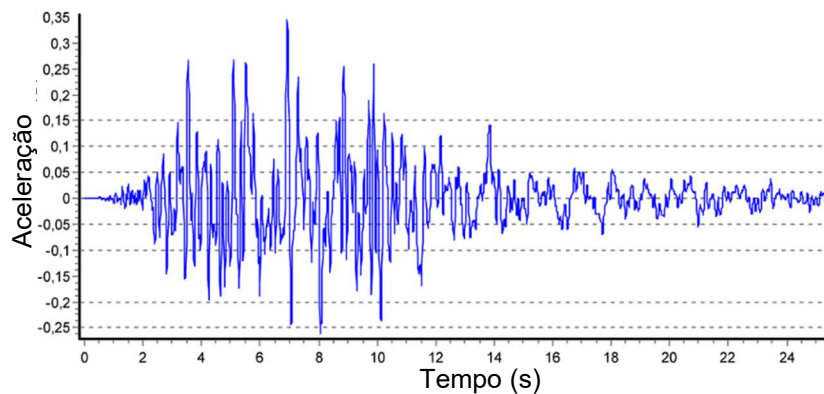


Figura 6 - Exemplo de um acelerograma em função de g com aceleração de pico de 0,35 g (Cabello, 2021).

Segundo Assumpção e Dias Neto (2001), a grande maioria da atividade sísmica mundial é originada nos limites de placas tectônicas e consequência direta das movimentações entre placas. A este fenômeno, atribui-se o nome de sismicidade

interplacas. No entanto, no interior das placas também ocorrem sismos, provindos das tensões geradas na borda e transmitidas para seu interior, sendo chamadas de sismicidade intraplaca.

Para Assumpção e Dias Neto (2001), a sismicidade intraplaca é caracterizada por apresentar sismos de baixa e moderada magnitude quando comparados com a sismicidade interplacas. Porém, apesar da baixa probabilidade de ocorrência de um sismo de magnitude elevada, ela não é nula. Os eventos de maior magnitude nessas regiões continentais estáveis, ocorrem geralmente onde a crosta passou por processos de tração e extensão em tempos geológicos recentes.

Veloso (2016) cita no 96° Boletim da Sociedade Brasileira de Geofísica (SBGf), que apesar da baixa incidência de sismos intraplacas ser um ponto à favor da segurança, já que é sinônimo de apenas ocorrerem às vezes, por outro lado, isso dificulta seu estudo. Nesse sentido, os sismos intraplacas acabam sendo menos compreendidos do que os terremotos frequentes que ocorrem nas bordas das placas tectônicas, já que o período de retorno se resume a centenas ou milhares de anos e os possíveis vestígios superficiais já desapareceram.

Em termos de acelerações, o pico de aceleração do solo (PGA – do inglês: *Peak Ground Acceleration*) é o valor máximo absoluto da aceleração instantânea ao longo do registro de um evento sísmico. Esse parâmetro pode ser separado em componentes horizontais ou verticais e é facilmente obtido a partir de um acelerograma.

O pico de aceleração horizontal (PHA – do inglês: *Peak Horizontal Acceleration*) é mais importante para a engenharia, uma vez que está intimamente relacionado com as forças inerciais das estruturas. Ele é responsável pelas maiores forças dinâmicas induzidas nas movimentações do solo (Kramer, 1996).

Segundo Kramer (1996), o pico de aceleração vertical (PVA – do inglês: *Peak Vertical Acceleration*) não recebe grandes preocupações por parte dos analistas. Isso ocorre porque em obras geotécnicas as forças verticais estáticas provocadas pela ação da gravidade, fornecem resistência apropriada às forças dinâmicas induzidas que são originárias das acelerações verticais.

A forma convencionalmente utilizada para indicar o PGA de eventos sísmicos, é por meio da razão entre o registro da aceleração que se pretende representar e aceleração da gravidade (g). A indicação das acelerações por meio das unidades cm/s^2 ou m/s^2 são menos usuais.

Nas análises pseudo-estáticas, a carga sísmica é considerada através de um coeficiente de aceleração unidirecional horizontal e/ou vertical, que pode ser adotado por meio de diversas metodologias, como por exemplo Terzaghi (1950) ou Hynes – Griffin e Franklin (1984). Porém, o grande problema é a baixa representatividade desse dado, já que não abrange maiores detalhes sobre a duração, o conteúdo de frequências e conjunto de acelerações induzidas no solo.

Não necessariamente um terremoto precisa atingir um alto PGA para ser destrutivo, pois é comum que estes sejam atingidos em períodos extremamente curtos. Os efeitos causados no solo podem ser intensificados quando submetidos a menores amplitudes, mas com a repetição desses ciclos ao longo da duração do evento (Kramer, 1996).

Os valores de PVA costumam atingir amplitudes menos elevadas do que PHA, no entanto é um desafio relacionar seus valores por meio de simples correlações matemáticas. Para considerações em engenharia costuma-se adotar cerca de 2/3 do pico horizontal (Newmark; Hall, 1982 *apud* Kramer, 1996).

Kramer (1996), cita que a velocidade de pico pode ser interessante para a caracterização das amplitudes dos movimentos de solo, principalmente sua componente horizontal. Como a velocidade é pouco sensível às ondas de alta frequência, ela é melhor empregada na caracterização de eventos com frequências intermediárias.

Por outro lado, os deslocamentos de pico estão associados com movimentos de baixa frequência. São também componentes menos usuais que as acelerações e velocidades.

Segundo Kramer (1996), um parâmetro fundamental de um sismo é a sua duração, o qual possui forte influência no potencial de danos. Fatores como a redução

da rigidez ou resistência, além da geração de poropressão são sensíveis ao número de reversão de cargas que ocorrem durante um evento sísmico, sendo portanto influenciado diretamente pelo tempo que o solo é submetido a essa ação.

Chang e Krinitzsky (1977 *apud* Kramer, 1996), realizaram um estudo cujo resultado é apresentado na Tabela 2, relacionando às durações esperadas de terremotos com sua magnitude.

Tabela 2 - Duração Típica de Terremotos com Distâncias Epicentrais Inferiores a 10 km e suas magnitudes (Chang; Krinitzsky, 1977 *apud* Kramer, 1996).

Magnitude	Local de Rocha	Local de Solo
5,0	4	8
5,5	6	12
6,0	8	16
6,5	11	23
7,0	16	32
7,5	22	45
8,0	31	62
8,5	43	86

**Duração em segundos*

2.3 Sismicidade Induzida

Embora a principal causa de eventos sísmicos no mundo seja de origem tectônica, foi constatada a existência de um fenômeno denominado Sismicidade Induzida por Reservatórios (SIR) artificiais.

Segundo Barros *et al.* (2016), atividades como o enchimento de grandes reservatórios, explosões subterrâneas, injeção profunda de fluidos sob alta pressão, atividades de mineração e extração de líquidos (por exemplo petróleo), podem provocar terremotos induzidos ou desencadeados. Dentre essas atividades, a primeira pode gerar sismos preocupantes (magnitude entre 5 e 6 na escala *Richter*), apesar de geralmente serem moderados.

Para Talwani (2000) o termo sismicidade induzida pode ser utilizado para eventos resultantes de uma variação significativa dos esforços ou poropressões. Enquanto que sismicidade desencadeada são aqueles que a crosta está próxima da ruptura devido aos processos tectônicos e pequenas variações de esforços ou pressão

desencadeiam o sismo. Entretanto, devido às dificuldades para definir o que de fato acontece em campo, costuma-se usar os termos de forma generalista.

Apesar dos terremotos por SIR serem considerados moderados e médios, eles podem atingir valores de magnitude relativamente grandes. Um dos exemplos mais conhecidos de sismos induzidos foi o que ocorreu no reservatório de *Koyna*, na Índia, em 1967. Este terremoto alcançou magnitude de 6,5, causando severos danos na estrutura do barramento, bem como para a população, em uma região antigamente considerada como sismicamente estável.

Das e Mallik (2020), destacam que o surgimento de eventos sísmicos tornou-se algo recorrente no território cortado pelo rio *Koyna* após a construção dos reservatórios de *Koyna* e *Warna*. Os autores sugerem que as falhas geológicas da região se encontravam criticamente estressadas devido às forças tectônicas e o represamento aumentou ainda mais a carga vertical. Além disso, a rede de fraturas bem desenvolvida nas rochas e a alta difusividade dos fluidos, geraram acréscimo de pressão em profundidades sismogênicas, diminuindo a tensão normal nas falhas já estressadas e favorecendo a reativação de seu deslizamento. Das e Mallik (2020), concluem que os terremotos nesta região podem ser atribuídos principalmente às causas tectônicas, com o efeito adicional do reservatório, que apesar de serem um conjunto de excepcionalidades, é um exemplo perfeito de SIR.

Segundo Assumpção *et al.* (2002), por volta da década de 1960 os estudos relacionados à sismicidade induzida por reservatórios passaram a receber grande interesse científico devido a confirmação de eventos com magnitude (m_b) maiores que 5. No Brasil os estudos iniciaram na primeira metade da década de 1970, após ocorrência de um sismo de magnitude 3,7 e intensidade V-VI (MMI), em um pequeno reservatório no estado de Minas Gerais. Rapidamente a comunidade acadêmica percebeu que áreas assísmicas não possuíam menor potencial de indução.

Como abordado por Barros *et al.* (2016), a massa de água do reservatório provoca um crescimento significativo nas tensões que atuam nas rochas sob esse local. Ao mesmo tempo, ocorre um aumento de poropressão abaixo dessa região por meio da

infiltração de água (forma direta) ou pelo fechamento dos poros e fraturas saturadas (forma indireta).

A SIR é um processo dinâmico e complexo, resultado da interação das forças induzidas com as naturais, o qual é controlado principalmente pelos esforços pré-existentes na região. Os fatores geológicos e hidrogeológicos, bem como características do próprio reservatório são fundamentais para entender sua ocorrência (Barros *et al.*, 2016).

Simpson , Leith e Scholz (1988) propuseram inicialmente a divisão da resposta sísmica de um reservatório em dois tipos de sismicidade: a de resposta rápida e a atrasada. Enquanto a primeira está relacionada com alterações de sismicidade de forma imediata durante o enchimento do reservatório ou variações abruptas de nível, a segunda está ligada a ocorrência de sismicidade tardia ao enchimento do reservatório, geralmente quando este atinge o estado estacionário. A primeira delas é observada com mais frequência.

Conforme atualização de Barros *et al.* (2018) na Figura 7 é apresentado o mapa com a distribuição geográfica dos 26 casos de SIR conhecidos no Brasil. Na legenda ao lado é disponibilizada as informações sobre magnitude máxima, profundidade e volume do reservatório. Também são indicadas as principais províncias geológicas: AmBs (Bacia Amazônica), AmCr (Cráton Amazônico), PbBs (Bacia do Parnaíba), BPPr (Província Borborema), PcBs (Bacia dos Parecis), ToPr (Província do Tocantins), SFCr (Cráton São Francisco), PnBs (Bacia do Paraná), MqPr (Província Mantiqueira).

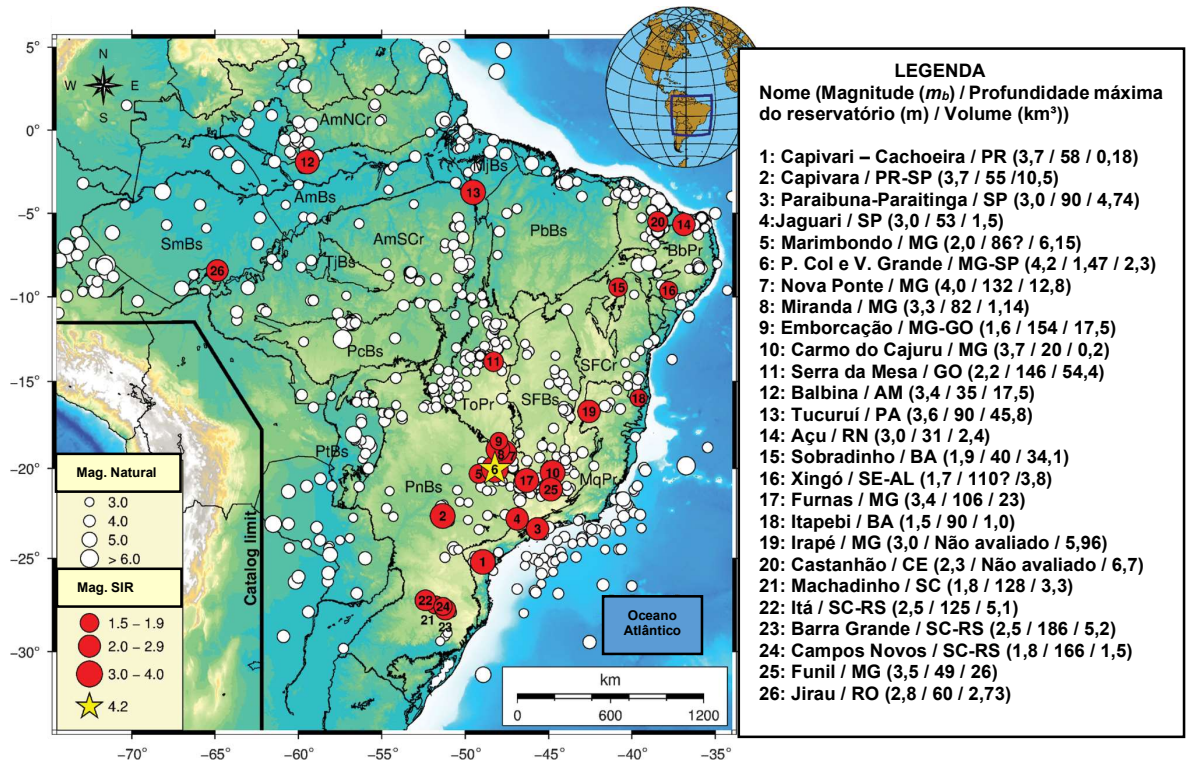


Figura 7 - Distribuição geográfica dos casos de SIR no Brasil (em vermelho) e sismicidade natural (em branco). Os números correspondem com as informações na legenda, na seguinte ordem: nome do reservatório, máxima magnitude registrada, profundidade máxima da água e volume do reservatório (Adaptado de Barros *et al.*, 2016, 2018).

Segundo Assumpção *et al.* (2002), os estudos e observações de SIR indicam que a probabilidade de ocorrência é baixa e são poucos os casos registrados no mundo. Entretanto, os autores mostram que a probabilidade de SIR em reservatórios com mais de 100 metros de profundidade não deve ser desprezada e também defendem a existência de uma relação evidente entre o tamanho da estrutura de armazenamento com o potencial de disparo de um sismo (Assumpção *et al.*, 2002).

Alguns autores, como Gupta (1992), acatam que o máximo terremoto possível induzido não possa exceder o máximo terremoto natural provável para aquela região. Isso é confirmado por evidências empíricas e pelo que foi visto anteriormente, em que tensões pré-existentes quase críticas devem existir para ocorrência de SIR.

De acordo com o estudo realizado por Barros *et al.* (2018), foi confirmado que a possibilidade de um reservatório desencadear um sismo aumenta com a profundidade da água e o seu volume. Barros *et al.* (2018), indicam que as barragens com mais de 100 metros apresentaram mais de 65% de chances de SIR, ao mesmo tempo 47% dos reservatórios com volume acima de 10 km³ registraram o fenômeno.

Em resumo, o potencial para gerar sismos induzidos por grandes barragens de água tem ligação direta com as pressões de água nas falhas rochosas e o peso total do sistema, ao mesmo tempo que dependem de uma predisposição geológica da região. Tendo em vista que as barragens de rejeitos também retêm água e seu peso total é significativo, espera-se que estas obras tenham o mesmo comportamento e por si só já possuam potencial para desencadear esses eventos, sem necessidade de reservatórios de água próximos.

Por fim, é possível estabelecer um viés, mesmo que apenas especulativo, de que a discussão pode estender-se também para as pilhas de rejeitos e estéreis de grandes alturas. Embora essas estruturas não acumulem água como as barragens, podem induzir elevadas tensões na fundação, provocando movimentos de acomodação abruptos.

2.4 Sismicidade Natural no Brasil

Como abordado por Berrocal (2016), a maioria dos sismos que ocorrem em território brasileiro são originários de falhas geológicas. Estas acabam sendo ativadas/reactivadas por meio da liberação de energia acumulada dos processos tectônicos, sejam eles antigos ou recentes.

O evento intraplaca com maior magnitude registrada até o momento no Brasil foi em 1955, na Serra do Tombador no estado do Mato Grosso, atingindo uma magnitude de 6,2 na escala Richter. As consequências só não foram trágicas por conta do baixo índice populacional da época. Outros eventos recentes que merecem destaque são os ocorridos em João Câmara (RN) em 1986, que alcançou magnitude m_b de 5,1 destruindo parte da cidade e o de Pacajus (CE) em 1980, de magnitude m_b 5,2.

Conforme a Rede Sismográfica Brasileira (RSBR), no dia 20 de janeiro de 2024 foi registrado um terremoto de magnitude m_b de 6,6 no Acre (RSBR, 2024). Essa região pode ser considerada uma exceção, com sismos de magnitude elevada e em sua maioria de grande profundidade, geralmente sem efeitos na superfície. Esses tremores são provocados pelos movimentos de subducção da Placa Sul-Americana com a Placa de Nazca.

De acordo com Veloso (2016), Assumpção *et al.* (2016) e Assumpção (2020), no Brasil são esperadas ocorrências de sismos com magnitude (escala Richter) acima de 5 a cada 5 anos, com magnitude 6 provavelmente a cada 50 anos e magnitude 7 talvez a cada 500 anos. Entretanto, ressaltam que eventos moderados e médios também podem resultar em tragédias, já que a localização do epicentro somada à uma profundidade rasa podem causar fortes efeitos em construções não preparadas para tais solicitações.

Assumpção *et al.* (2016) destacam para fins de comparação que na região sísmicamente ativa dos andes, onde há o contato entre as placas tectônicas Sul-Americana e Nazca, sismos com magnitude 5 ocorrem duas vezes por semana, enquanto de magnitude 6 uma vez por mês.

Crone *et al.* (2003) completa que os sismos intraplacas ocorrem quase sempre em regiões inesperadas e as vezes consideradas assísmicas ou de baixa sismicidade. Isso pode causar graves consequências já que essas regiões consideradas mais estáveis quase sempre são mal preparadas para lidar com fortes movimentos do solo. Além disso, a atenuação da energia sísmica dos terremotos em regiões continentais estáveis é mais baixa quando comparada com as bordas das placas tectônicas. (Hanks; Johnston, 1992 *apud* Crone *et al.*, 2003).

De acordo com Bezerra, Ferreira e Do Nascimento (2016), foram poucos os sismos no Brasil que produziram modificações permanentes e passíveis de serem identificadas em estudos. Dessa forma, há uma grande dificuldade em identificar eventos consideráveis que tenham acontecido em um período geológico relativamente recente.

Assumpção *et al.* (2016) afirmam que se os sismos registrados em território brasileiro pudessem ocorrer de forma aleatória em qualquer lugar, a probabilidade de causarem movimentações no solo com 5% de g, seria de um a cada 1000 anos. No entanto, observando o Catálogo Sísmico Brasileiro ilustrado anteriormente na Figura 1, percebe-se que não existe esse caráter aleatório mas sim regiões mais ativas como Ceará, Rio Grande do Norte, Sul de Minas, Pantanal e margem continental do Sudeste.

Conforme abordado em Cavalcante (2022), os termos ameaça e risco sísmico eventualmente podem gerar confusão pelo fato de não serem sinônimos. A ameaça sísmica ou perigo sísmico corresponde a probabilidade de ocorrência de um sismo natural, ou seja, a frequência com que uma intensidade sísmica ocorre. Já o risco sísmico reflete o potencial de danos que pode ser causado por este evento, uma vez que é obtido probabilisticamente como função da ameaça, exposição e vulnerabilidade do conjunto sociedade/sistema daquele local.

Uma forma de apresentação das informações de movimentação do solo são os mapas de ameaça sísmica (PSHA – do inglês: *Probabilistic Seismic Hazard Analysis*). Estes indicam a aceleração máxima do solo (PGA) para determinado tempo de retorno.

Assumpção *et al.* (2016) propuseram um novo mapa de ameaça sísmica (em revisão) para o Brasil, apresentado preliminarmente sem os efeitos da sismicidade Andina. As acelerações máximas para local de rocha, com probabilidade de excedência de 2% e 10% durante vida útil de 50 anos, pode ser observado na Figura 8. Os períodos de retorno correspondem a 475 anos para Figura 8a e 2475 anos para a Figura 8b.

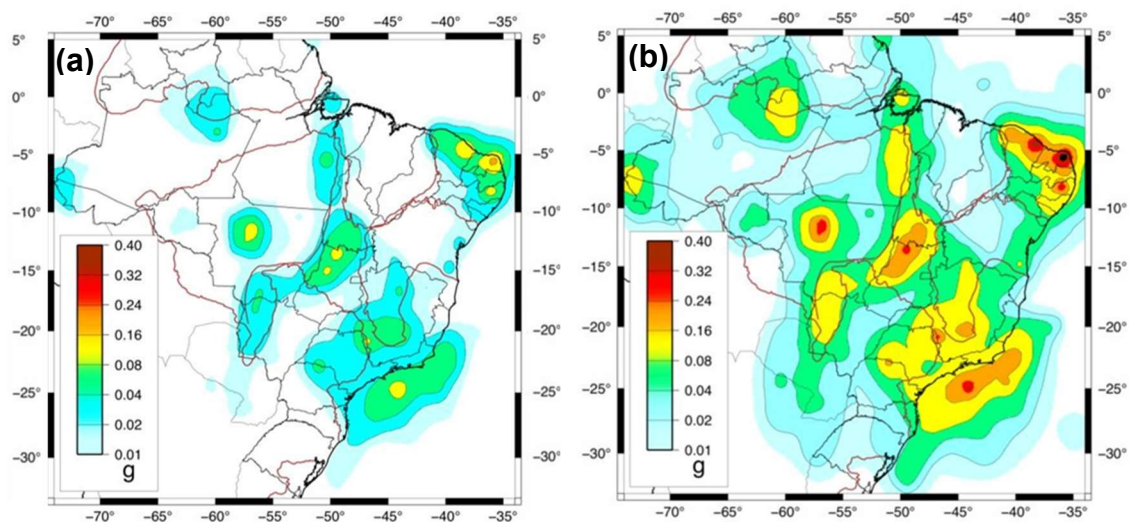


Figura 8 - Mapas de ameaça sísmica para aceleração de pico (PGA) em rocha, sendo (a) probabilidade de excedência de 10% em 50 anos resultando em período de retorno de 475 anos e (b) probabilidade de excedência de 2% em 50 anos resultando em período de retorno de 2475 anos (Assumpção *et al.*, 2016).

Outros autores também desenvolveram estudos de ameaça sísmica, como por exemplo Alves (2020) e o grupo USGS (do inglês: *United States Geological Survey*) conduzidas por Petersen *et al.* (2018). O primeiro, orientou a atualização da NBR 15421/2023, porém com uma metodologia que simplifica muito a delimitação das zonas sísmicas descritas em Assumpção *et al.* (2016). Já o outro, apresenta uma metodologia dedicada para as regiões de maior sismicidade, negligenciando os locais com menor ocorrência desses eventos, além de provavelmente ter superestimado os sismos devido ao uso de apenas um método de suavização (Cavalcante, 2022).

Neste trabalho, as acelerações esperadas (tempo de retorno de 2475 anos) baseiam-se nos estudos preliminares de Assumpção *et al.* (2016). Apesar de necessitarem de revisões futuras, como a inclusão da sismicidade andina, os mapas são amplamente utilizados e aceitos pelas equipes de engenharia que realizam avaliações sísmicas nas barragens de rejeitos brasileiras, na falta de estudos específicos para o local de implantação da barragem.

2.5 Liquefação por Carregamentos Cíclicos

Conforme Castilho (2017), a importância dos efeitos dos eventos sísmicos na geotecnia é dada principalmente pela ativação de mecanismos de disparo, comumente conhecidos por gatilhos da liquefação. O aumento das tensões de cisalhamento na massa de solo, pode ser induzido por carregamentos monotônicos (liquefação estática), ou por carregamentos cíclicos (liquefação dinâmica).

Conforme Huertas (2012), o carregamento cíclico com uma contínua reversão das tensões cisalhantes, submete o solo à uma tendência de compressão. Em uma condição drenada, na qual os poros do material estejam preenchidos por determinado fluido, haverá uma contração volumétrica. No entanto, em condições não drenadas, caso esse fluido seja incompressível (como a água), a carga normal que provocaria a redução do volume é transferida da estrutura do solo para a água. Assim, ocorre um aumento das poropressões e redução das tensões efetivas.

O processo de liquefação refere-se à perda súbita de resistência com a deformação, em solos não coesivos e saturados (ou quase saturados), submetidos a tensões de cisalhamento em condição não drenada. Como abordado por Guillén (2004), esse fenômeno apresenta como característica geral o surgimento de poropressões elevadas em solos granulares, devido a carregamentos estáticos ou cíclicos.

Segundo Casagrande (1976), solos fofos não coesivos tendem a reduzir de volume (contraem) durante o cisalhamento, enquanto solos densos apresentam aumento do índice de vazios (dilatam). Em ambos os casos a variação volumétrica ocorre até alcançar seu estado crítico, embora a liquefação possa ocorrer em deformações menores.

Um material dilatante, cujo conceito geralmente é relacionado a solos densos, pode inicialmente apresentar ligeira redução de volume quando submetido ao cisalhamento, mas rapidamente se dilata. Conseqüentemente, quando em condições não drenadas geram poropressões negativas, o que os tornam menos suscetíveis a liquefação.

Robertson (2010) menciona que o fenômeno da liquefação está relacionado com a estrutura metaestável do solo, quando saturado ou quase saturado, durante o cisalhamento. Em condições não drenadas, a geração de poropressão durante carregamentos cíclicos pode ser elevada, refletindo no parâmetro de poropressão (r_u). Comumente adotado no estudo da liquefação dinâmica como a razão entre a poropressão desenvolvida e a tensão efetiva confinante inicial (Seed; Lee, 1966), pode comportar-se com tendência à unidade, indicando o início do estado liquefeito do material. Esse processo pode ocorrer em areias, siltes e até mesmo em argilas sensíveis.

Os processos de liquefação podem ser divididos em dois importantes grupos: fluxo por liquefação (do inglês: *flow liquefaction*) e mobilidade cíclica (do inglês: *cyclic mobility*). No fluxo por liquefação (ou simplesmente liquefação), as tensões cisalhantes estáticas controlam as grandes deformações, já na mobilidade cíclica essas deformações são controladas por tensões cisalhantes estáticas e cíclicas (Loayza, 2009).

Como abordado por Kramer (1996) o fluxo por liquefação pode se iniciar quando a tensão cisalhante necessária para o equilíbrio estático é maior que a resistência ao cisalhamento do solo em seu estado liquefeito, ou seja, as tensões estáticas geram as grandes deformações em solos já liquefeitos. Assim, o solo é levado a um estado instável devido às tensões induzidas de modo que sua resistência diminui ao ponto que as tensões estáticas, causem a ruptura por fluxo. Uma característica do fluxo por liquefação é seu caráter repentino e rápido.

Por outro lado, Kramer (1996) cita que a mobilidade cíclica ocorre quando a tensão cisalhante estática é menor que a resistência ao cisalhamento do solo liquefeito. Neste tipo de liquefação, as tensões estáticas são baixas e as deformações (impulsionadas tanto por carregamentos estáticos como cíclicos) se desenvolvem gradativamente no decorrer do sismo.

Casagrande (1976), introduziu o termo mobilidade cíclica devido ao uso equivocado do termo liquefação, após o desenvolvimento dos ensaios triaxiais cíclicos. Robertson (1998), definiu a mobilidade cíclica como o processo em que o

carregamento aplicado no solo não provoca a reversão das tensões cisalhantes, não sendo possível alcançar a condição de tensão efetiva nula. Assim, as deformações são menores e ocorrem durante o carregamento.

Guillén (2004), resume a liquefação (fluxo por liquefação) ao conjunto de fenômenos responsáveis pela elevada geração de poropressão em areias saturadas sob condições não drenadas. Enquanto para Guillén (2004), a mobilidade cíclica é definida como a progressiva deformação desses solos, quando solicitados por carregamentos cíclicos contínuos, sob teor de umidade constante.

Em ambos os processos, a geração de poropressão e consequente alteração do estado de tensões é fundamental para o início da liquefação. Sendo assim, necessário diferentes níveis de excesso de poropressão para que cada fenômeno ocorra. Na Figura 9 é ilustrado os dois processos de liquefação mencionados, na qual FLS (do inglês: *Flow Liquefaction Surface*) é a superfície de fluxo por liquefação.

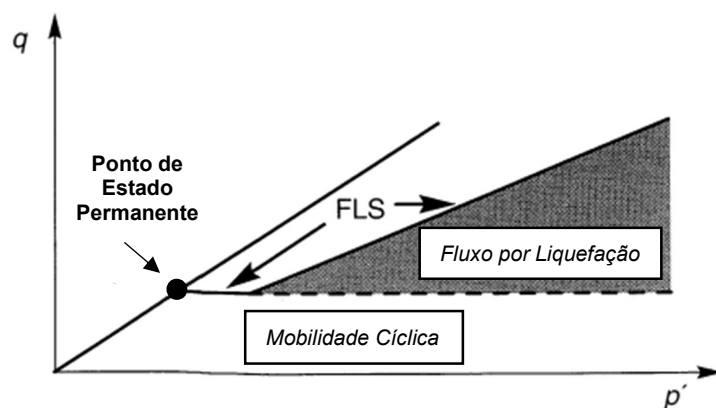


Figura 9 - Zonas de susceptibilidade à mobilidade cíclica e fluxo por liquefação (adaptado de Kramer, 1996).

Na Figura 10 é possível observar duas amostras de areia fofa e saturada (contráteis) idênticas, cujo comportamento é representado pelas curvas ABC e ADC. Ambas foram consolidadas anisotropicamente e submetidas a um carregamento monotônico (curva ABC) e a um carregamento cíclico (curva ADC). O parâmetro ϵ_a representa a deformação axial, já q é a máxima tensão cisalhante ($\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$), e p' a média das tensões principais ($\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}$), conforme espaço paramétrico MIT.

De acordo com Kramer (1996), o ponto A representa o equilíbrio drenado das amostras sob determinada tensão de cisalhamento estática ($\tau_{estática}$), maior que a resistência no estado estacionário (S_{su}). Dessa forma, uma amostra é carregada monotonicamente em condição não drenada (comportamento ABC), atingindo um valor de pico quando a trajetória de tensão alcança o ápice em B, como observado na Figura 10b. Neste momento a amostra alcança a FLS, tornando-se instável e se deformando rapidamente até alcançar o estado estacionário C, como representado na Figura 10a.

Ainda segundo Kramer (1996), a outra amostra sob as mesmas condições, é carregada ciclicamente (curva ADC). Percebe-se que a trajetória das tensões efetivas se desloca para a esquerda conforme é produzido excesso de poropressão e as deformações permanentes se acumulam (Figura 10b). Quando a trajetória de tensões efetivas atinge a FLS, no ponto D (Figura 10b), este material também fica instável e apresenta queda brusca de resistência, deformando-se em direção ao estado estacionário C de maneira semelhante ao outro corpo de prova (Figura 10a).

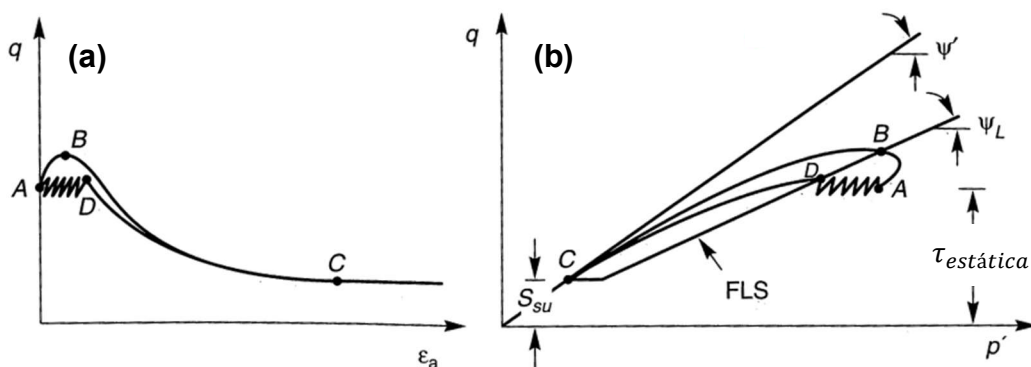


Figura 10 - Comportamento de duas amostras submetidas a carregamentos cíclicos e monotônicos. (a) deformação repentina devido ao início de liquefação e estado estacionário de deformação. (b) Tensões efetivas atingindo FLS e início de liquefação por carregamento cíclico e monotônico (Kramer, 1996).

Assim, é possível concluir que apesar de deformarem-se ao mesmo estado estacionário de deformação (ponto C) com a tensão efetiva no início da liquefação não sendo a mesma, em ambos os casos elas estavam situadas na linha correspondente

à FLS (pontos B e D). Portanto, a resposta final do solo é a mesma, independentemente do tipo de carregamento. Ainda é possível destacar que as tensões cisalhantes máximas alcançadas antes da instabilidade e liquefação no corpo de prova submetido ao carregamento cíclico (ADC), foram menores que para o monotônico (ABC), o que explica a importância dada aos processos de liquefação desencadeados por vibração no solo.

Ainda na figura anterior, o Ψ_L , pode ser resumido como o ângulo da superfície de colapso (FLS). Já Ψ' , representa a inclinação da linha de estado crítico.

Conforme Junior *et al.* (2019), o índice de vazios crítico (a grandes deformações) varia em função da tensão efetiva média, na qual existe um índice de vazios em que o solo não apresenta variação volumétrica durante o cisalhamento. O espaço geométrico que reúne esses pontos é denominado de linha de estado crítico (CSL – do inglês: *Critical State Line*).

Sugerido por Jefferies e Been (1985) e ilustrado na Figura 11, o parâmetro de estado (Ψ), é utilizado para avaliar a diferença entre os índices de vazios *in situ* (e) e os índices de vazios do estado permanente (e_{ss}) para as mesmas tensões de confinamento. Na atualidade, há um consenso que numericamente não há diferenças entre a CSL e a linha de estado permanente (Jefferies; Been, 2016).

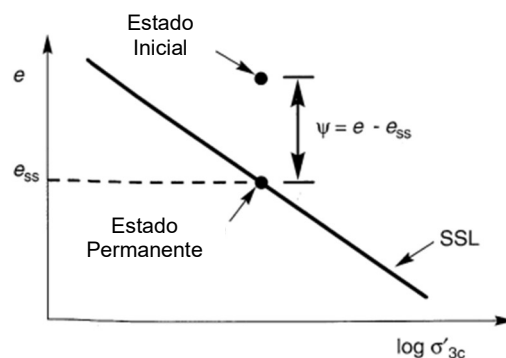


Figura 11 - Parâmetro de estado (Kramer, 1996).

Como abordado por Kramer (1996), a linha de estado permanente (SSL) é uma forma de definir o estado de um solo em termos dos índices de vazios e o logaritmo das tensões efetivas de confinamento. Acima da SSL estão os solos contráteis que

tendem a gerar poropressão positiva no cisalhamento não drenado. Além disso, Jefferies e Been (2016) sugerem que os solos com parâmetro de estado (Ψ) superior a -0,05 também possuem comportamento contrátil.

Na zona inferior da SSL estão os solos com comportamento dilatante, não susceptíveis à liquefação estática quando o parâmetro de estado é menor que -0,05. No modelo proposto por Jefferies e Been (1985), solos não susceptíveis à liquefação apresentam sempre parâmetro de estado negativo.

Segundo Jefferies e Been (2016), as duas formas de liquefação (estática e dinâmica) são causadas pela mesma condição, consistindo no surgimento rápido de deformações volumétricas plásticas sem que os fluídos possam escapar na mesma intensidade que essas deformações se acumulam. O resultado é o aumento excessivo das poropressões acompanhado pela queda de tensão efetiva, rigidez e resistência ao cisalhamento.

Robertson (2010) destaca que muitos casos históricos permitem observar que a perda de resistência em regiões críticas de uma estrutura causa rupturas rápidas e com grandes deformações, na maioria das vezes acontecendo sem aviso prévio. Os eventos desencadeadores podem ser muito pequenos, logo é sugerido que os gatilhos de disparo sempre devem ser assumidos se os solos forem susceptíveis à perda de resistência súbita (Silvis; De Groot, 1995 *apud* Robertson, 2010).

Jefferies e Been (2016), mencionam que carregamentos cíclicos estão associados a repetições não muito distantes do período fundamental da estrutura estudada, que normalmente é da ordem de 1 segundo. Em outras palavras, isso indica a possibilidade de amplificações ou atenuações das cargas cíclicas por causa das forças inerciais.

A clássica ruptura do talude da barragem de *San Fernando* em 1971, 40 segundos após o fim de um grande sismo, é o exemplo mais estudado sobre a influência de vibrações em obras de terra. Jefferies e Been (2016), comentam que o colapso dessa estrutura não ocorreu por meio das forças inerciais, mas sim por causa da geração de poropressão devido aos movimentos cíclicos induzidos no solo. Mesmo as pressões geradas sendo insuficientes para resultarem em uma falha imediata

durante o tremor, sua redistribuição durante a dissipação pode causar mais movimentação no solo e o colapso (Jefferies; Been, 2016).

O grau de saturação de 100% não é uma condição necessária para ocorrência de liquefação. Estudos em areias densas mostraram que um grau de saturação a partir de 80% são suficientes para a ruptura não drenada (Yoshimi; Tanaka; Tokimatsu, 1989). Isso implica em grande influência da profundidade do nível de água no barramento, na susceptibilidade de ocorrência do fenômeno. Da mesma forma, a sua fluabilidade pode impactar negativamente a estabilidade de uma estrutura de terra.

O processo de liquefação está associado a três aspectos críticos que necessitam serem avaliados em conjunto: susceptibilidade do solo, gatilhos de iniciação e os efeitos. Logo, o objetivo deste estudo está relacionado com o segundo aspecto, mais precisamente a possibilidade de ocorrência a partir de processos dinâmicos.

2.6 Análise Dinâmica

2.6.1 Modelos Elástico Linear, Linear Equivalente e Não-Linear

A modelagem numérica pode ser definida como uma representação matemática computacional de um fenômeno físico real que possui como objetivo a análise de um problema já existente ou com potencial de ocorrência.

É importante lembrar que o modelo criado computacionalmente busca auxiliar os engenheiros geotécnicos na melhor tomada de decisão, a partir da indicação de tendências e comportamentos. Esse recurso permite a mitigação das incertezas, mas não sua extinção, já que é uma forma de representar problemas reais e não a reprodução perfeita destes.

Como já abordado, a representação dos movimentos do solo produzidos por um evento sísmico por meio de uma aceleração constante e unidirecional (análises pseudo-estáticas), são limitadas e podem indicar resultados inconsistentes (Kramer, 1996). O comportamento mecânico dos solos é complexo sob condições de carregamentos cíclicos, tornando-se um grande desafio a sua caracterização através de modelos constitutivos.

Os modelos Linear Equivalente e o Não-Linear são alguns exemplos de modelos dinâmicos de solos que podem ser encontrados na literatura. Ambos podem ser aplicados pelo *software* GeoStudio durante o processo de modelagem, em seu módulo QUAKE/W. Este programa ainda conta com o modelo Elástico Linear.

Segundo Seequent (2022), nos manuais do GeoStudio o modelo elástico linear é o mais simples dos três, em que a tensão é diretamente proporcional à deformação. Dessa forma, não existem problemas de convergência uma vez que não é necessário processos iterativos. Essa relação é dada na Equação 8:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (8)$$

Em que σ é a tensão, E o módulo de deformabilidade e ε a deformação.

O módulo de deformabilidade não é indicado diretamente no software. As propriedades de rigidez são especificadas internamente na estrutura do QUAKE/W por meio do módulo de cisalhamento, cuja relação é vista na Equação 9:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (9)$$

Em que G é o módulo de cisalhamento e ν o coeficiente de Poisson.

Logo é possível concluir que o modelo elástico linear não é muito útil para problemas reais, dada sua grande simplificação. Entretanto, torna-se interessante seu uso para testes e verificações, por não apresentar problemas de convergência (Seequent, 2022).

O modelo linear equivalente é parecido com esse último mencionado, porém é mais aproximado do comportamento não linear do solo. Nesse caso, a suposição da linearidade desse método, implica na impossibilidade de seu uso para casos em que há deformação permanente ou falha. Dessa forma, admite-se que a deformação sempre retornará a zero após um carregamento cíclico, não ocorrendo a falha, já que um material com comportamento linear não apresenta resistência limite (Kramer, 1996).

Kramer (1996), aborda que o comportamento de um solo típico sujeito a um carregamento cíclico é apresentado na Figura 12, sendo o eixo τ a tensão cisalhante

e γ a correspondente deformação cisalhante. A inclinação da curva tensão-deformação é dependente da rigidez do material e pode ser dada a qualquer momento durante o carregamento pelo G_{tan} ou por meio de um valor médio, G_{sec} . A área da elipse é adotada como medida de dissipação de energia. Os parâmetros τ_c e γ_c , são as amplitudes de tensão e deformação cisalhantes, respectivamente.

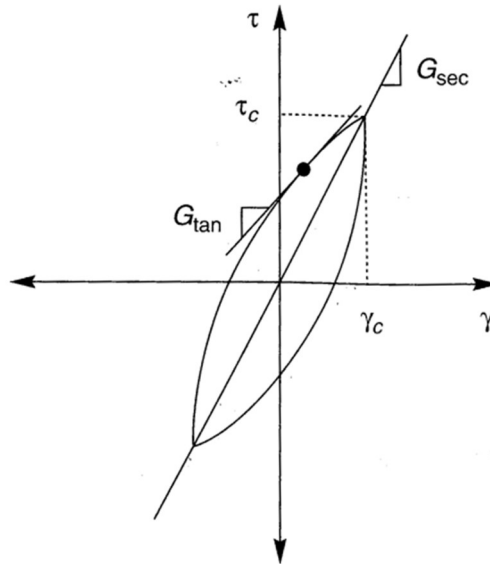


Figura 12 - Comportamento Tensão-Deformação de um solo carregado ciclicamente (Kramer, 1996).

Dessa forma, a taxa de amortecimento pode ser determinada pela Equação 10:

$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad (10)$$

Em que W_D e W_S são as energias dissipadas e de deformação máxima, e A é a área da curva tensão-deformação. ξ e G_{sec} são conhecidos como parâmetros de material linear equivalente.

No QUAKE/W, a rigidez do solo (G) é alterada conforme as deformações são calculadas pelo programa. Basicamente, a análise é iniciada com a rigidez previamente definida, no qual o software percorre todo o registro do sismo, identificando determinadas deformações cisalhantes máximas.

Segundo a Seequent (2022), o módulo G é recalculado de acordo com uma função de redução e o processo segue iterativamente até alcançar uma convergência tolerável. Dessa forma, ao final de cada processo iterativo pode ser apresentado um novo valor de G , mas ele permanece constante durante a iteração. Neste modelo o excesso de poropressão é calculado apenas no final da análise dinâmica, o que impede que as tensões efetivas sejam ajustadas ao longo do evento sísmico.

O modelo que melhor descreve o comportamento de um solo submetido a um carregamento dinâmico é o não-linear. Este modelo é capaz de representar a resistência ao cisalhamento do solo e mudanças na tensão efetiva durante um carregamento não drenado, à medida que ocorre a geração de poropressão.

É possível afirmar que uma grande vantagem em relação ao modelo linear equivalente é a capacidade de representar o desenvolvimento de deformações permanentes. Além disso, a possibilidade de prever a geração, redistribuição ou dissipação de poropressão e consequente alteração no estado de tensões efetivas, aproxima o modelo do comportamento real. Isso o torna muito útil na avaliação do potencial de liquefação (Kramer, 1996).

No QUAKE/W, a relação tensão-deformação de solos granulares é descrita de forma aproximada por uma hipérbole. Na Figura 13, é ilustrado esse comportamento e as propriedades dos solos que controlam a curva, representados pelo módulo cisalhante G_{max} e a resistência ao cisalhamento τ_{max} . Graficamente esses parâmetros correspondem a inclinação inicial e as assíntotas da hipérbole (Seequent, 2022).

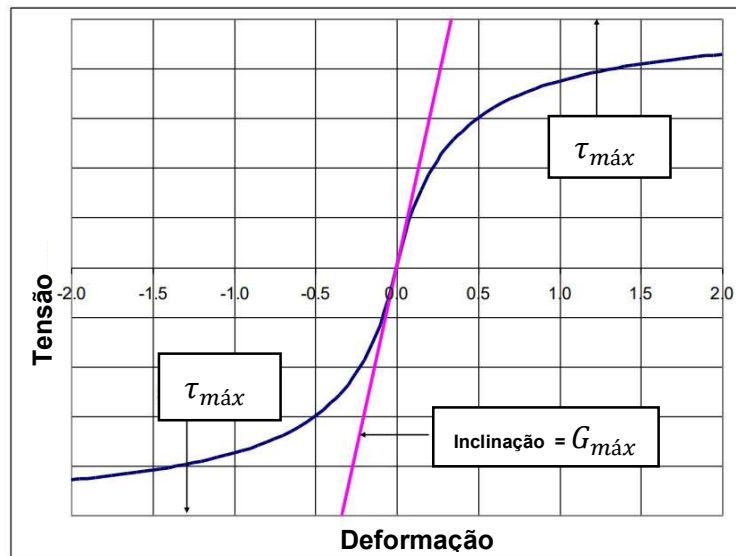


Figura 13 - Curva hiperbólica relativa a G_{max} e τ_{max} (Seequent, 2022).

De acordo com os dados de entrada da ferramenta QUAKE/W, encontrada no programa GeoStudio, determinadas propriedades dos solos são necessárias para cada modelo constitutivo citado anteriormente. No Anexo B é apresentada a relação de parâmetros empregados em cada tipo de modelo.

Apesar de existir uma tendência de escolha do modelo não-linear, devido a melhor representação do comportamento real visto em campo, há um grande impasse no que diz respeito aos dados de entrada desse modelo. Sendo assim, é possível afirmar que modelos complexos requerem da mesma forma parâmetros complexos de serem definidos e que podem induzir com mais facilidade erros durante sua consolidação.

Em atividades profissionais, a disponibilidade de informações que permitem a definição dos dados de entrada é muito variável. Dessa forma, os engenheiros geotécnicos precisam escolher entre um modelo menos representativo com parâmetros definidos com maior certeza, ou um modelo mais avançado e que represente melhor as condições reais em campo. Entretanto, este último conta com a inserção de parâmetros complexos, consequentemente circundados por mais incertezas.

As funções utilizadas no módulo QUAKE/W do Geostudio, serão apresentadas a seguir. É importante mencionar que a desenvolvedora do *software* disponibiliza

algumas funções e valores na biblioteca do programa para facilitar o uso da ferramenta. Portanto, cabe ao usuário avaliar se tais valores são aplicáveis aos materiais que estão sendo estudados por ele.

2.6.2 Módulo Cisalhante (G_{max})

Como abordado por Castilho (2017), o módulo cisalhante inicial, comumente conhecido por G_{max} ou G_0 , representa a rigidez tangente inicial (para pequenas deformações) e é geralmente definido em função do estado de tensão no solo, já que a rigidez aumenta de acordo a tensão confinante.

A Equação 11 representa a forma de estimativa no GeoStudio para o módulo cisalhante em solos granulares, que foi adaptada da equação empírica apresentada inicialmente por Kramer (1996).

$$G_{max} = \sqrt{P_a \sigma'_m} \quad (11)$$

Sendo P_a a pressão atmosférica, σ'_m a tensão média octaédrica no solo e K indicado na Tabela 3, a partir do trabalho de Seed e Idriss (1970) e discussões apresentadas em Kramer (1996). Por meio da tensão octaédrica indicada na Equação 12, é possível obter os valores médios no solo.

$$\sigma_m = \frac{\sigma_v + 2\sigma_h}{3} \quad (12)$$

Tabela 3 - Valores de K para diferentes solos granulares no QUAKE/W (Seequent, 2022).

Solo	Coefficiente K
Areia fofa	30
Areia meio compacta	50
Cascalho fofo	80
Cascalho meio compacto	130
Cascalho compacto	180

Para solos coesivos, o $G_{m\acute{a}x}$ pode ser estimado baseado nos trabalhos de Hardin e Drnevich (1972), Hardin (1978) além de Mayne e Rix (1993), cuja correlação é apresentada na Equação 13 (*apud* Seequent, 2022).

$$G_{max} = 625 \frac{1}{(0,3+0,7e^2)} (OCR^K) \sqrt{P_a \sigma'_m} \quad (13)$$

Em que e é o índice de vazios, OCR é a razão de sobreadensamento e K é dado a partir do índice de plasticidade (IP), apresentado na Equação 14. Materiais granulares, como rejeitos e areias, possuem geralmente IP iguais ou próximos a zero, nesses casos os valores de k apresentarão tendência semelhante.

$$K = \frac{IP^{0,72}}{50} \quad (14)$$

Vale mencionar que o valor do módulo de cisalhamento pode ser atribuído no QUAKE/W por meio de uma função ou constante.

2.6.3 Função Redução G

Conforme apresentado em Kramer (1996), um solo submetido a um carregamento dinâmico tende a perder rigidez. No modelo linear equivalente a função de redução é determinada através dessa perda de resistência, que em outras palavras é definida por meio de uma razão entre G e $G_{m\acute{a}x}$ relacionada com a deformação cisalhante cíclica calculada.

A fim de facilitar o entendimento desse parâmetro, já que as expressões que o representam encontradas na literatura são complexas, é ilustrado na Figura 14 o seu comportamento. É possível observar que a função sofre influência do índice de plasticidade (IP).

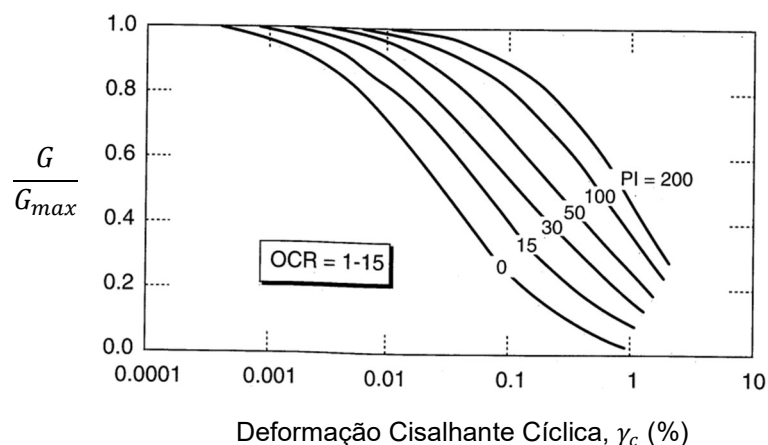


Figura 14 - Comportamento da função de redução G para solos de granulação fina de diferentes plasticidades (Vucetic; Dobry, 1991 *apud* Kramer, 1996).

2.6.4 Taxa de Amortecimento

Conforme apresentado por Kramer (1996), a taxa de amortecimento é influenciada pela função de redução G o que acarreta na conseqüente influência das características de plasticidade neste parâmetro. Outra tendência observada e apresentada na Figura 15 é o aumento dessa taxa de amortecimento juntamente com a amplitude de deformação.

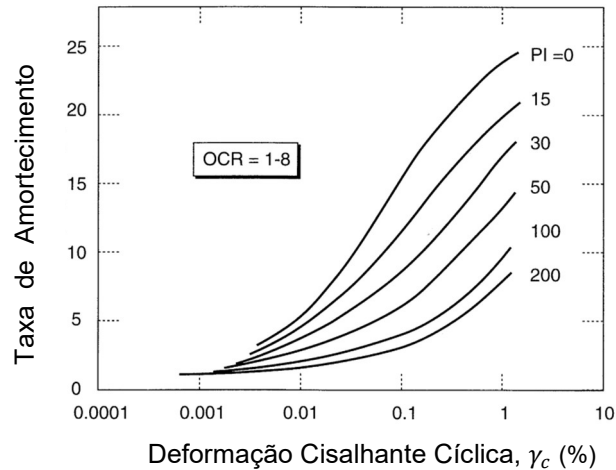


Figura 15 - Variação da taxa de amortecimento com o índice de plasticidade e a deformação cisalhante cíclica (Vucetic; Dobry, 1991 *apud* Kramer, 1996).

Ishibashi e Zhang (1993, *apud* Kramer, 1996), desenvolveram a Equação 15 empiricamente para determinação da taxa de amortecimento (ζ) de solos plásticos e não plásticos a partir da função de redução e do índice de plasticidade.

$$\zeta = 0,333 \frac{1 + \exp(-0,0145IP^{1,3})}{2} \left[0,586 \left(\frac{G}{G_{max}} \right)^2 - 1,547 \frac{G}{G_{max}} + 1 \right] \quad (15)$$

De acordo com Seequent (2022), essa é uma das formas de se obter a função que descreve o comportamento de amortecimento de determinado solo ou rocha. No modelo não-linear do QUAKE/W o amortecimento é encontrado através da Equação 16:

$$D = D_{max} \left(1 - \frac{G}{G_{max}} \right) \quad (16)$$

Em que D_{max} é um valor definido pelo usuário e um valor mínimo de D dever ser definido no início do processo quando G_{max} é igual a G .

De forma semelhante ao módulo cisalhante, a taxa de amortecimento pode ser inserida no QUAKE/W como função ou constante.

2.6.5 Tensões Cíclicas Equivalentes

Na literatura existem diversas abordagens desenvolvidas ao longo dos anos para avaliação do início do processo de liquefação. Dentre as mais comuns, é possível citar o método de tensão cíclica, ou também conhecido como método das tensões cíclicas equivalentes.

É comum que em ensaios de laboratório nos quais se pretende replicar a ação de um evento sísmico, adote-se uma tensão cíclica uniforme. Isso ocorre por causa das tensões de cisalhamento induzidas no solo serem muito variáveis. Na Figura 16 é possível notar a dificuldade para se estabelecer uma tendência de comportamento das tensões ao longo do tempo, além disso cada terremoto apresenta uma indução de tensões diferentes, aumentando ainda mais o desafio devido ao seu caráter aleatório.

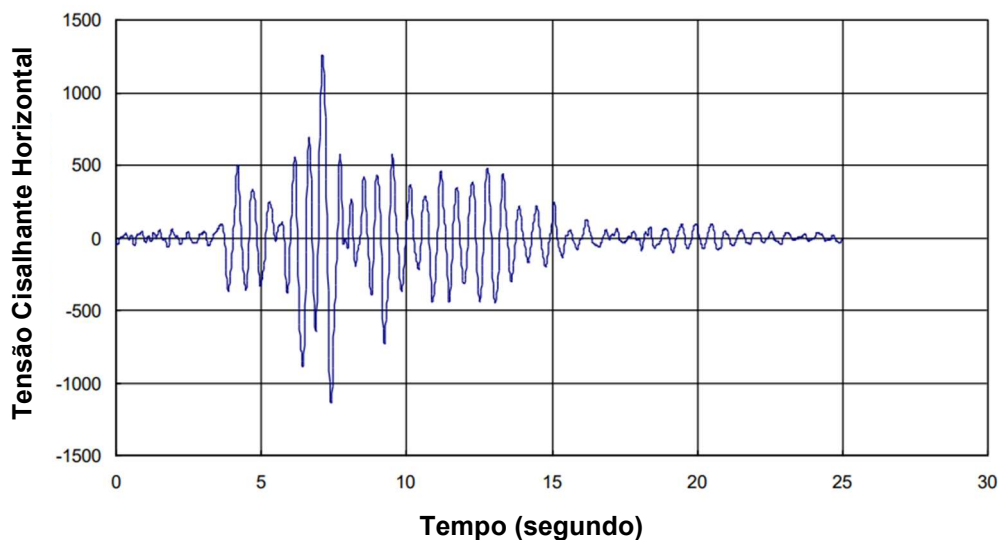


Figura 16 - Registros de tensões cisalhantes induzidas por um sismo em psf (*pound square foot*), em que 1 psf é igual a 0,04788 kPa (Seequent, 2022).

O *software* GeoStudio, em seu módulo QUAKE/W, adota o método de tensões cíclicas equivalentes como padrão, sendo possível realizar ajustes conforme interesse do usuário. Ao longo do registro sísmico, são verificadas as tensões máximas para

determinados intervalos de integração, posteriormente esses valores serão empregados internamente nos cálculos.

Seed *et al.* (1975) aplicaram um procedimento de ponderação correspondente a 65% do pico da tensão de cisalhamento com um número de ciclos uniformes, que produzem um aumento de poropressão semelhante ao registro real, com a distribuição irregular. Uma correlação simples é adotada para obtenção dessa tensão uniforme, como pode ser visto na Equação 17.

$$\tau_{ciclo} = 0,65 \tau_{m\acute{a}x} \quad (17)$$

Neste método, o número de ciclos uniformes equivalentes (N_{eq}) a ser definido é relacionado com a magnitude (M_w) do terremoto. Em que o N_{eq} aumenta conforme o valor de M_w . Figura 17, é possível observar a proposta de adoção desses valores pelos autores.

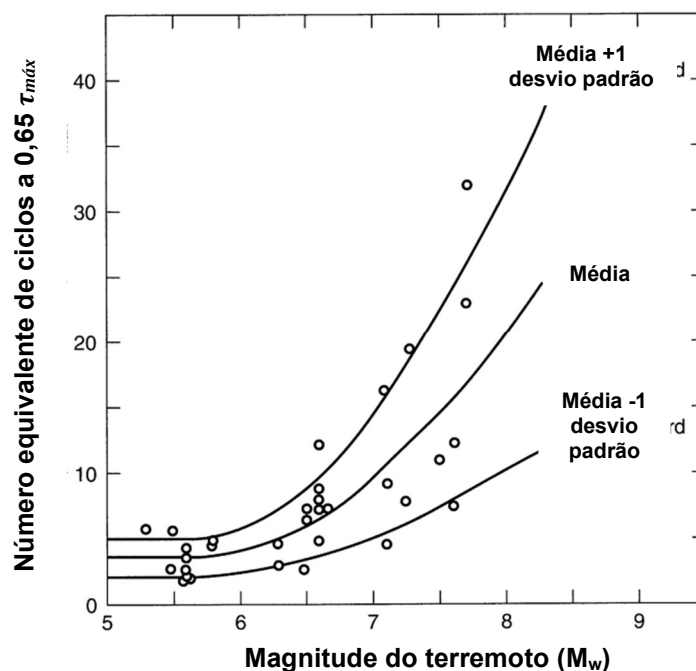


Figura 17 - Número de ciclos uniformes equivalentes, N_{eq} , para terremotos de diferentes magnitudes (Seed *et al.*, 1975).

Para fins de exemplificação, é possível observar na Figura 18 uma aplicação do método de tensão cíclica equivalente disponível nos manuais do GeoStudio para o registro de tensões apresentado anteriormente.

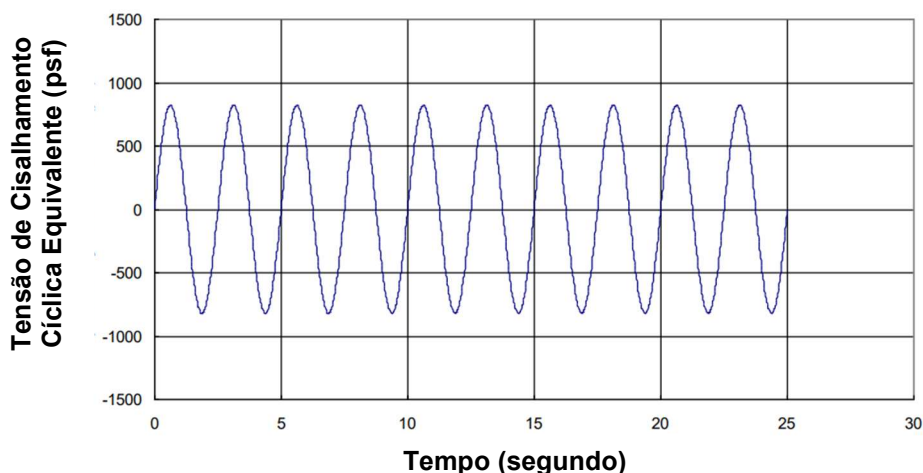


Figura 18 - Tensões cíclicas equivalente de um sismo em psf (Seequent, 2022).

Por simplificar as tensões induzidas no solo, essa metodologia garante a viabilidade durante a simulação de efeitos de tremores em modelos ou ensaios, uma vez que os resultados obtidos são próximos aos causados pelo sismo real.

2.6.6 Função de poropressão

Como visto anteriormente, a geração de poropressão durante um carregamento cíclico está diretamente ligada com a ocorrência de liquefação.

Segundo Kramer (1996), testes em laboratório mostraram que número de ciclos que causam a liquefação (N_L), varia de acordo com o adensamento da amostra e a amplitude das tensões cisalhantes cíclicas impostas.

As envoltórias de resistência cíclica CRR (do inglês: *cyclic resistance ratio*) podem ser normalizadas pela tensão efetiva inicial, definindo a razão de tensão cíclica (CSR – do inglês: *cyclic stress ratio*). Uma observação importante é que a determinação do CSR depende do tipo de ensaio realizado.

Kramer (1996) sugere para ensaios de cisalhamento simples cíclico, adotar o CSR como a razão entre a tensão de cisalhamento cíclica (τ_{cic}) e a tensão efetiva vertical inicial (σ'_{v0}), como na Equação 18:

$$(CSR)_{ss} = \frac{\tau_{cic}}{\sigma'_{v0}} \quad (18)$$

Já para ensaios triaxiais cíclicos, Kramer (1996) considera que o CSR seja determinado pela relação entre a tensão cisalhante cíclica máxima (σ_{dc}) e a tensão efetiva confinante inicial ($2\sigma'_{3c}$), representado na Equação 19.

$$(CSR)_{tx} = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma'_{3c}} \quad (19)$$

Além disso, é proposta a relação apresentada na Equação 20 para relacionar resultados entre os dois ensaios, uma vez que a razão de tensão cíclica não é equivalente entre eles.

$$(CSR)_{ss} = cr (CSR)_{tx} \quad (20)$$

Em que cr é um fator de correção estimado e apresentado na Tabela 4.

Tabela 4 - Valores para o fator de correção (cr) em função do (K_0) coeficiente de empuxo em repouso (Kramer, 1996).

Autor	Equação	$K_0 = 0,4$	$K_0 = 1,0$
Finn <i>et al.</i> (1971)	$cr = (1 + K_0)/2$	0,7	1,0
Seed e Peacock (1971)	Diversas	0,55 – 0,72	1,0
Castro (1975)	$cr = 2(1 + 2K_0)/3\sqrt{3}$	0,69	1,15

Seed *et al.* (1975 *apud* Kramer, 1996), sugerem a Equação 21 na correção do CSR necessário para desencadear o processo de liquefação em campo devido às características multidirecionais das tensões induzidas pelo terremoto.

$$(CSR)_{campo} = \frac{\tau_{cic}}{\sigma'_{v0}} = 0,9 (CSR)_{ss} = 0,9cr(CSR)_{tx} \quad (21)$$

Estudos de Seed e Lee (1965 *apud* Kramer 1996), mostraram resultados de ensaios cíclicos realizados na areia do Rio Sacramento, para tensão confinante de 100 kPa. A relação existente entre a densidade, amplitude de tensão cíclica e o número de ciclos até a liquefação são apresentados na Figura 19.

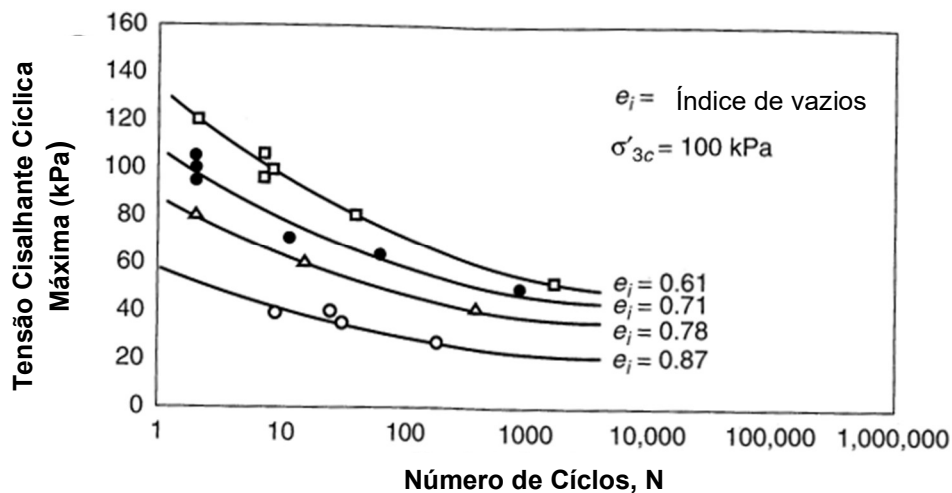


Figura 19 - Tensões cíclicas necessárias para liquefação de amostras de areia do Rio Sacramento isotropicamente consolidadas (Seed; Lee, 1965 *apud* Kramer, 1996).

As 4 amostras apresentadas na Figura 19, estão adicionadas na biblioteca do GeoStudio, com os seguintes nomes: areia fofa ($e_i = 0,87$), areia medianamente fofa ($e_i = 0,78$), areia medianamente compacta ($e_i = 0,71$) e areia compacta ($e_i = 0,61$). Seu uso apenas é aconselhado para fins acadêmicos, uma vez que em análises reais, torna-se necessário que as envoltórias sejam obtidas através de ensaios de laboratório.

No QUAKE/W, a geração de poropressão no modelo de solo linear equivalente pode ser calculada por meio do CSR previamente conhecido. A entrada do programa considera o CSR sob condições de ensaio triaxial cíclico.

Lee e Albaisa (1974) e DeAlba, Chan e Seed (1975) sugerem a Equação 22 para representar a razão de poropressão (r_u) em função da razão de número de ciclos de carregamento ($\frac{N}{N_L}$). Essa correlação pode ser usada quando a liquefação inicial não ocorre, ou seja $N_{eq} < N_L$.

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \operatorname{sen}^{-1} \left[2 \left(\frac{N}{N_L} \right)^{\frac{1}{\alpha}} - 1 \right] \quad (22)$$

Essa expressão é a utilizada no QUAKE/W para estimar a função poropressão. Sendo N_L o número de ciclos que provoca a liquefação, α um parâmetro das condições de ensaio e propriedades do solo, N é o número de ciclos uniformes equivalentes, visto anteriormente.

Seequent (2022) destaca que no programa, r_u é a razão apresentada na Equação 23, em que u é a poropressão e σ'_3 é a tensão confinante estática efetiva. Logo, é possível concluir que quando a razão de poropressão for igual a 1 o solo se liquefaz.

$$r_u = \frac{u}{\sigma'_{3(\text{estática})}} \quad (23)$$

Na Figura 20, é ilustrado um exemplo do comportamento descrito para r_u .

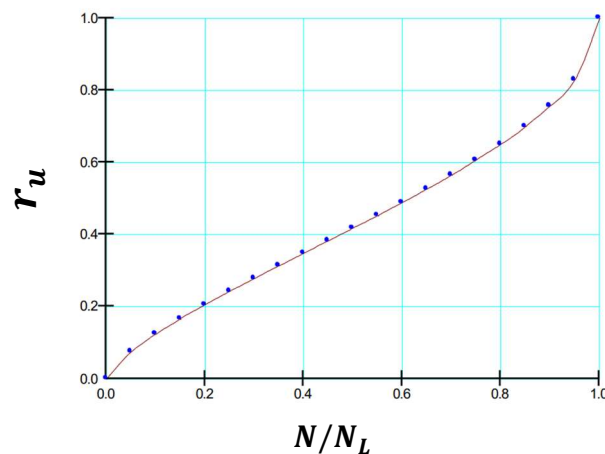


Figura 20 - Razão de número de ciclos (N/N_L) versus razão de poropressão (r_u) (Seequent, 2022).

Conforme abordado em Kramer (1996) e também por Youd e Idriss (2001), ensaios de laboratórios carregados ciclicamente mostram um aumento da resistência à liquefação com o aumento da tensão confinante, porém não de forma linear.

Como uma forma de representar essa influência, foram propostos na literatura alguns fatores de correção. No entanto esses parâmetros são difíceis de serem definidos e aplicados em modelos, já que variam com os diferentes tipos de solos, sendo recomendada sua avaliação para cada local.

No QUAKE/W são disponibilizados como dados de entrada a função de correção da sobrecarga (K_σ) e a função de correção da tensão cisalhante inicial (K_a), ambas

em função do CSR. Nenhuma das duas é obrigatória para sequência da análise, porém quando definidas de forma responsável podem refinar os resultados.

O fator K_σ foi citado inicialmente por Seed (1983 *apud* Youd; Idriss, 2001) e outros autores foram adicionando dados ou sugerindo modificações, como Hynes e Olsen (1999 *apud* Youd; Idriss, 2001), cuja compilação de dados resultou na Equação 24, apresentada abaixo.

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{(f-1)} \quad (24)$$

Em que σ'_{v0} é a tensão efetiva vertical, P_a é a pressão atmosférica e f é estabelecido em função de condições locais.

Os autores recomendaram valores de f da ordem de 0,7 a 0,8 para densidades relativas (D_r) entre 40% e 60% e f da ordem de 0,6 a 0,7 para D_r entre 60% e 70%, como estimativas conservadoras para areia limpa ou siltosa e cascalho (Hynes; Olsen, 1999 *apud* Youd; Idriss, 2001).

Youd e Idriss (2001) também mencionam que a resistência à liquefação de solos dilatantes aumenta com o aumento das tensões cisalhantes estáticas, por outro lado diminui com o aumento dessas mesmas tensões nos casos de solos contráteis.

Seed (1983 *apud* Youd; Idriss, 2001) propôs o fator K_α para incorporar os efeitos da tensão cisalhante estática (τ_{st}), a partir de sua normalização com a tensão efetiva vertical (σ'_{v0}). A Equação 25 apresenta essa correlação.

$$\alpha = \tau_{st} / \sigma'_{v0} \quad (25)$$

Apesar de Seed e Harder (1990 *apud* Kramer, 1996) sugerirem o comportamento de K_α a partir de α , como ilustrado na Figura 21, Harder e Boulanger (1997, *apud* Youd; Idriss, 2001), destacam que uma falta de convergência foi observada em publicações, resultados de testes e análises devido a ampla variedade de valores propostos para esse parâmetro. Sendo assim, não recomendam a adoção das curvas desenvolvidas em práticas cotidianas de engenharia.

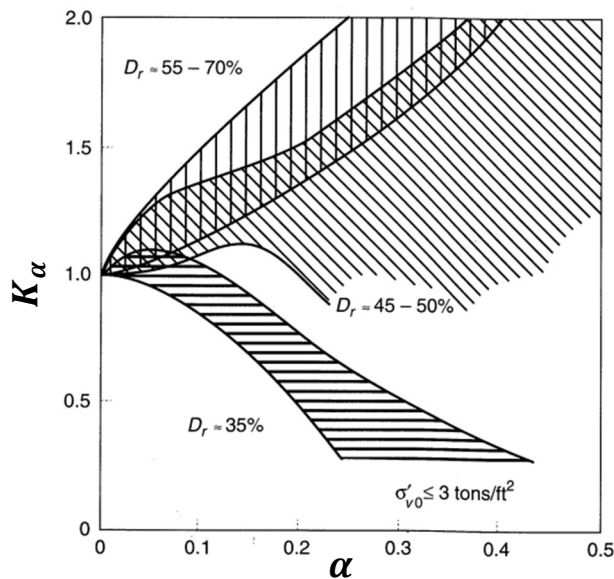


Figura 21 - Variação do parâmetro de correção K_α com a razão α (Seed; Harder, 1990 *apud* Kramer, 1996).

Seequent (2022) menciona que esses fatores estão disponíveis no QUAKE/W por motivos históricos e recomenda seu uso apenas por aqueles que possuem vasto conhecimento sobre a aplicação dessas correções.

2.6.7 Modelo MFS de poropressão (Martin Finn Seed)

Martin, Finn e Seed (1975) desenvolveram uma metodologia para estimar a poropressão gerada em modelos não-lineares, baseados na incompressibilidade da água e supondo que a poropressão gerada para um carregamento não drenado (Δu) está associada com a deformação volumétrica que ocorre devido ao mesmo aumento de tensão em condições drenadas ($\Delta \varepsilon_{vd}$).

A Equação 26 representa essa relação.

$$\Delta u = E_r \Delta \varepsilon_{vd} \quad (26)$$

Em que E_r é o módulo recuperável, obtido pela Equação 27, segundo Martin, Finn e Seed (1975).

$$E_r = \frac{(\sigma'_{v0})^{1-m}}{mK_2(\sigma'_{v0})^{n-m}} \quad (27)$$

Sendo σ'_v e σ'_{v0} a tensão vertical efetiva atual e inicial, respectivamente, já K , n e m são parâmetros determinados em laboratório.

Entretanto, no QUAKE/W é possível especificar a função do módulo recuperável a partir de uma curva, como aquela disponibilizada de amostra, na biblioteca do programa para a areia, apresentada na Figura 22.

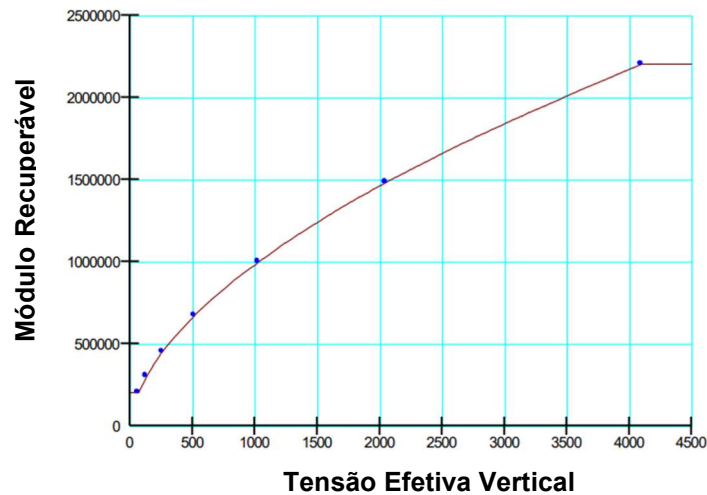


Figura 22 - Função de amostra do módulo recuperável para areia com densidade relativa de 40%, disponível no QUAKE/W (Seequent, 2022).

Além do E_r já descrito, a geração de poropressão também está relacionada com a deformação volumétrica, $\Delta\varepsilon_{vd}$.

Estudos realizados por Martin, Finn e Seed (1975) mostraram que a deformação volumétrica é diretamente proporcional à amplitude de deformação cisalhante cíclica, para um dado número de ciclos. Os resultados dos testes realizados para uma areia com amplitude de deformação cisalhante (γ) de 0,3% e taxa de um ciclo por segundo está plotado na Figura 23.

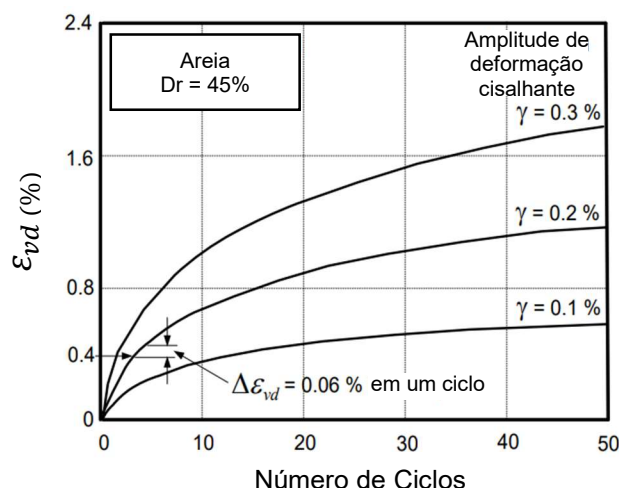


Figura 23 - Curvas de deformação volumétrica para amplitudes de deformação cisalhante constantes (Martin;Finn; Seed, 1975).

Martin, Finn e Seed (1975) encontraram a Equação 28 para representar esse gradual aumento de deformação volumétrica, com base nas curvas acima.

$$\Delta \varepsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2 \varepsilon_{vd}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd}} \quad (28)$$

Em que γ é a amplitude de deformação cisalhante dinâmica no ciclo e ε_{vd} é a deformação volumétrica dinâmica acumulada. Já C_1 , C_2 , C_3 e C_4 são constantes de ajuste que variam conforme o material.

O teste de laboratório que permite determinar a deformação volumétrica cíclica é o ensaio de cisalhamento direto cíclico em condições drenadas. No QUAKE/W, é possível inserir os dados desse ensaio por meio de uma curva que relaciona a deformação volumétrica com o número de ciclo, para uma determinada amplitude de deformação cisalhante.

Portanto, o uso da função de poropressão MFS no modelo de solo não-linear, possibilita que o módulo QUAKE/W do GeoStudio percorra o registro do sismo, acumulando as deformações volumétricas e calculando a amplitude da deformação cisalhante dinâmica, para cada intervalo de tempo.

2.6.8 Superfície de Colapso e Resistência em Estado Permanente

Como visto anteriormente quando abordado o fenômeno de liquefação dos solos, a geração e conseqüente excesso de poropressão provocadas por carregamentos cíclicos ou monotônicos, podem deslocar o estado de tensões em direção à superfície de colapso.

Para estimar o ângulo da superfície de colapso (FLS), Kramer (1996) recomenda como uma estimativa razoável para areias (se não houver dados disponíveis) a adoção de $2/3$ de Φ' . No QUAKE/W, também há a possibilidade de entrar com a resistência em estado permanente, C_{SS} .

A ferramenta computacional irá calcular internamente q_{SS} (2 vezes o valor especificado de C_{SS}) e p'_{SS} como ilustrado na Figura 24, encontrando as inclinações das linhas de estado permanente e superfície de colapso. O ponto B indica o estado de equilíbrio estático antes do carregamento cíclico. Sendo assim, será permitida a identificação das regiões que estão localizadas acima dessas superfícies (ponto L), ou seja, zonas já liquefeitas ou na iminência de liquefazerem, antes mesmo de iniciar a análise dinâmica (Seequent, 2022).

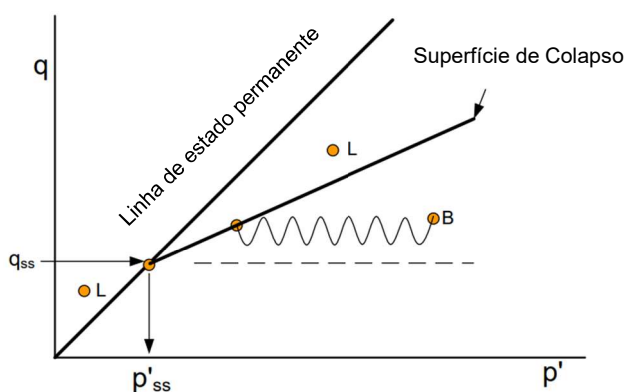


Figura 24 - Zonas liquefeitas (L) no espaço q vs p' (Seequent, 2022).

2.7 Análise Pseudo-Estática

A avaliação sísmica de estruturas pela abordagem pseudo-estática é caracterizada pela representação dos efeitos de um terremoto por meio de

acelerações unidirecionais constantes (horizontais e/ou verticais). Essas acelerações produzem forças inerciais F_h e F_v que atuam no centroide da massa de ruptura.

Esse conceito é facilmente adicionado nos métodos de equilíbrio limite, nos quais a força pseudo-estática é aplicada no centroide de cada fatia da superfície crítica e adicionada nos cálculos de equilíbrio das forças, conforme o método adotado.

A fundamentação desse método é apresentada nas Equações 29 e 30.

$$F_h = \frac{a_h}{g} W = k_h W \quad (29)$$

$$F_v = \frac{a_v}{g} W = k_v W \quad (30)$$

Em que a_h e a_v são as acelerações pseudo-estáticas horizontais e verticais, respectivamente. Já k_h e k_v são os chamados coeficientes pseudo-estáticos, enquanto W é o peso da massa de ruptura e g a aceleração da gravidade.

A dificuldade na aplicação deste método está na definição dos coeficientes pseudo-estáticos, sendo encontradas diversas metodologias e com diferentes recomendações na literatura. Em geral, como o pico de aceleração dura um tempo extremamente curto, é comum que os autores defendam a adoção de coeficientes menores do que o PGA do terremoto.

2.8 Abordagem Sísmica em Projetos

Conforme Brito (2017), a adoção de parâmetros como magnitude ou intensidade para quantificar um fenômeno sísmico é bem aceita. No entanto, para a avaliação da resposta de estruturas quando sujeitas à esse tipo de solicitação, se faz necessária a consideração de maiores informações, como por exemplo a duração, o conjunto de acelerações e a distribuição das frequências ao longo do tempo.

Kramer (1996) demonstra na Figura 25 como um comprimento de onda longo associado a baixa frequência pode fazer com que o solo acima da superfície de ruptura se mova em fase. Já um comprimento de onda curto com alta frequência pode provocar movimentos de regiões do solo em direções opostas.

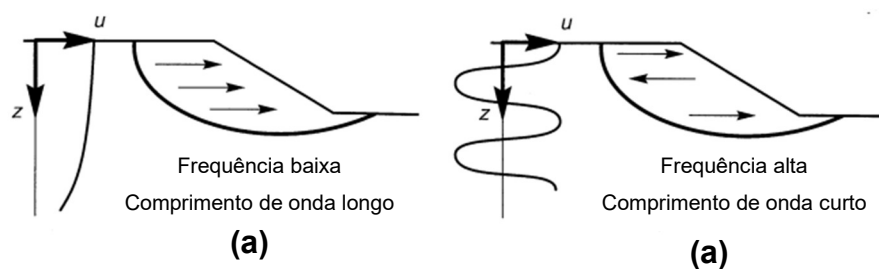


Figura 25 - Influência da frequência nos movimentos induzidos no talude. Sendo (a) um comprimento de onda longo associado a baixa frequência e (b) um comprimento de onda curto associado a alta frequência (Kramer, 1996).

Brito (2017) ressalta que o procedimento mais conhecido para a caracterização da ação sísmica é por meio do Espectro de Resposta, que pode ser encontrado em diversas normas e códigos de construção. Por outro lado, a forma mais direta de analisar o comportamento dinâmico de estruturas é por meio das séries de acelerações no tempo (acelerogramas).

Segundo Chopra (2017), a aceleração do solo é determinada por valores numéricos em instantes de tempos discretos. Esses períodos devem ser adotados de forma que seja possível descrever com precisão a alta variação da aceleração com o tempo. Geralmente, o intervalo de tempo estabelecido é entre 0,01 s e 0,02 s.

Como abordado por Chopra (2017), a aceitação generalizada na engenharia sísmica do conceito de espectro de resposta para terremotos é um meio prático de caracterizar os movimentos do solo e seus efeitos em estruturas. O espectro de resposta permite resumir a resposta máxima de sistemas lineares de 1 grau de liberdade para um componente específico do movimento do solo. Normalmente, esses espectros são gráficos que apresentam uma resposta ou uma combinação delas (pseudo-aceleração, pseudo-velocidade ou deslocamento) em função do período de vibração natural (T) ou outro parâmetro, como a frequência.

Para Chopra (2017), o espectro de projeto deve satisfazer alguns critérios, uma vez que se destina ao projeto de novas estruturas ou à avaliação da segurança sísmica de estruturas existentes. Não sendo recomendado o uso de espectros obtidos através do registro de movimentos do solo causados por sismos passados, por

apresentarem características específicas daquele evento. Dessa forma, o espectro de projeto deve ser representativo dos prováveis movimentos do solo para o local de estudo.

Apesar desse recurso ser amplamente difundido, o uso do histórico de acelerações vem crescendo. Isso pode ser justificado devido a aplicação simples e direta que exige menos conhecimentos sobre dinâmica das estruturas e/ou geofísica.

O *Dam Safety Guidelines* publicado em 2007 e revisado em 2013, apresenta práticas destinadas exclusivamente na avaliação e projeto de barragens. Neste documento é abordada a importância do uso do histórico de efeitos causados em função do tempo para análises lineares e não-lineares, com o objetivo de refletir características como magnitude, distância, condições do solo, duração ou outros parâmetros responsáveis pela caracterização do movimento do solo diante de um sismo (CDA, 2013).

Diversos códigos de construção, como o Eurocódigo 8 (EC-8), recomendam a utilização de acelerogramas artificiais ou reais na descrição do movimento sísmico. Geralmente, o uso de acelerogramas artificiais é um recurso implementado quando não há disponibilidade de registros sísmicos para o local de interesse ou eles não são representativos.

O EC-8, destaca a necessidade dos acelerogramas gerados serem compatíveis com o espectro abordado na EN 1998-1:2004, além de estarem de acordo com as características dos acontecimentos sísmicos da região. São exemplos citados a aceleração máxima provável e duração mínima da fase estacionária, que deve ser adotada com valor maior que 10 segundos (quando não existir maiores informações sobre a duração do terremoto), além da aplicação mínima de 3 acelerogramas artificiais (Eurocode 8, 2004).

A norma brasileira NBR 15421/2023, voltada para projetos de estruturas resistentes a sismos, permite o uso de acelerogramas em análises dinâmicas, recomendando também a utilização de 3 conjuntos. Ela destaca que podem ser registros sismológicos reais, compatíveis com as condições locais da estrutura, ou podem ser gerados artificialmente. Além disso, enfatiza a necessidade desse histórico

de acelerações ser compatível com o espectro de projeto, apresentado na própria norma (ABNT, 2023). Logo, entende-se que dessa forma é possível gerar dados de sismos artificiais representativos para o território brasileiro.

Embora o objetivo dessa norma seja estabelecer os requisitos de projeto para estruturas de edificações, excluindo portanto estruturas especiais como barragens. É destacado inicialmente que os procedimentos para definição da ação sísmica são válidos para todos os tipos de projeto.

Por outro lado NBR 13028 (ABNT, 2017), que trata de projetos de barragens para disposição e contenção de rejeitos, aborda a necessidade de avaliação do potencial de sismicidade na região de implantação da barragem, seja por meio de registros, bibliografias ou normas. Além disso, redireciona para as análises pseudo-estáticas nas fases iniciais de estudo, considerando a aceleração resultante do máximo sismo provável.

Mesmo com a aplicação de acelerogramas, o PGA continua sendo fundamental. Ele é responsável pela normalização dos demais valores da onda, além de ser o parâmetro mais utilizado na definição do tempo de retorno.

Conforme o *Dam Safety Guidelines*, há a necessidade da avaliação do risco sísmico ser feita com base nos conhecimentos e normas atuais, mesmo essas informações sendo diferentes daquelas aceitáveis na época do projeto (CDA, 2013). Portanto, isso significa que independentemente das barragens terem sido projetadas para suportar os efeitos de um terremoto, ela deverá estar preparada para tal.

O GISTM (2020), ou Padrão Global da Indústria para a Gestão de Rejeitos, apresenta uma matriz de classificação de consequências baseada no risco potencial para a população, meio ambiente, infraestrutura e economia. Com base na classificação atribuída ao empreendimento, existem critérios de projeto sísmico estabelecidos para a definição do MCE.

Na Tabela 5, é indicada a probabilidade de excedência que deve ser considerada, conforme classificação do potencial de danos.

Tabela 5 - Critérios de Projeto Sísmico (GISTM, 2020).

Classificação de Consequências	Probabilidade de excedência anual	
	Operações e fechamento (cuidados ativos)	Pós-fechamento (cuidados passivos)
Baixa	1/200	1/10000
Significativa	1/1000	1/10000
Alta	1/2475	1/10000
Muito Alta	1/5000	1/10000
Extrema	1/10000	1/10000

Para estruturas descomissionadas, independentemente da classificação de consequência, ou para aquelas que forem consideradas de risco “extremo”, os critérios de excedência que devem ser adotados para o MCE são de 1 a cada 10000. Isso significa que a probabilidade de excedência anual é de 0,01%, ou tempo de retorno de 10000 anos.

Da mesma forma o CDA (2013), também aborda que os critérios de projeto devem ser definidos de acordo com as consequências de uma eventual ruptura da barragem. Na Tabela 6 é possível observar a recomendação do tempo de retorno para o risco sísmico e inundações, sendo o valor N o número de mortes. A classe é definida de forma parecida com aquela adotada no GISTM.

Tabela 6 - Risco de inundações e terremotos (CDA, 2013).

Classe da Barragem	Probabilidade de excedência anual mínima (risco natural)	Meta de risco social
Baixo	1/100	-
Significativo	1/1000	-
Alto	1/2475	(1/N) x 10 ⁻³
Muito alto	1/10000	
Extremo		

A maioria das barragens para contenção de rejeitos no Brasil, incluindo aquelas envolvidas nos acidentes de Fundão (2015) e Brumadinho (2019), são classificadas no nível máximo (extremo). Obviamente, é prudente mencionar que grande parte desses empreendimentos podem não atender aos critérios abordados no GISTM ou *Dam Safety Guidelines*, uma vez que não foram projetadas para tais solicitações.

O GISTM (2020), transfere a responsabilidade de adoção ou não dos critérios de projeto, de forma retroativa, para a equipe técnica responsável. Ficando ainda a cargo

destes, a implementação de medidas que reduzam tanto a probabilidade como as consequências de uma possível falha.

É necessário mencionar que o movimento do solo estimado para determinada probabilidade de ocorrência e empregado na análise do perigo sísmico, representa um conjunto de contribuições. Logo, deve-se buscar representar o perigo proveniente de terremotos de diversas magnitudes e distâncias, ao invés de um único terremoto (CDA, 2013).

A definição da classe do terreno da fundação é outro ponto fundamental, não sendo recomendada a adoção das classes de rocha A ou B na existência de uma camada superficial de solo superior a 3 metros. Geralmente os mapas sísmicos apresentam os valores de aceleração para locais do tipo B (rocha). Assim, é necessária uma correção para considerar os efeitos de amplificação do solo durante a definição da aceleração espectral, usada na definição do espectro de resposta de projeto (ABNT, 2023).

Para Kramer (1996), os acelerogramas artificiais podem ser desenvolvidos a partir de diversos métodos. Entretanto, a grande dificuldade é a representatividade desses sismos em relação aos terremotos reais das regiões para os quais se destinam.

Por outro lado NBR 13028 (ABNT, 2017) indica os fatores de segurança (FS) mínimos para os taludes de barragens de rejeitos, independentemente do tipo de análise (tensões totais ou efetivas) e condições de carregamento (drenada ou não drenada). Na Tabela 7 estão ilustrados os valores com destaque para o FS mínimo na solicitação sísmica, que é 1,1.

Tabela 7 - Fatores de segurança mínimos para barragens de mineração. (ABNT, 2017).

Fase	Tipo de Ruptura	Talude	FS Mínimo
Final de Construção*	Maciço e Fundações	Montante e Jusante	1,3
Operação com rede de fluxo em condição normal de operação, nível máximo do reservatório	Maciço e Fundações	Jusante	1,5
Operação com rede de fluxo em condição extrema, nível máximo do reservatório	Maciço e Fundações	Jusante	1,3
Operação com rebaixamento rápido do nível d'água do reservatório	Maciço	Montante	1,1
Operação com rede de fluxo em condição normal	Maciço	Jusante	1,5
		Entre Bermas	1,3
Solicitação sísmica, com nível máximo do reservatório	Maciço e Fundações	Montante e Jusante	1,1

*Etapas sucessivas de barragens alteadas com rejeitos não podem ser analisadas como “final de construção”, devendo atender aos fatores de segurança mínimos estabelecidos para as condições de operação.

Diante do exposto, é possível afirmar que a geração de acelerogramas artificiais para análises sísmicas, somente é válida em casos em que há coerência com a sismicidade real da região. Quando não forem realizados estudos sísmicos prévios para o local, é possível que estes sejam simulados a partir dos espectros de resposta estabelecido em norma.

Mesmo com a disponibilidade de registros sísmicos para o Brasil, a baixa recorrência desses eventos resultará em acelerogramas pouco representativos para o tempo de retorno recomendado. Logo, a técnica de desenvolver sismos artificiais para serem aplicados em análises se torna muito útil.

2.9 Sismo Artificial

Apesar dos parâmetros de amplitude serem de fácil determinação, sua representatividade é muito baixa, já que não abrange o conteúdo de frequências de um sismo. A resposta dinâmica em obras é muito sensível à frequência na qual os

carregamentos são realizados, conseqüentemente em eventos sísmicos as amplitudes de movimento são distribuídas através de um conjunto complexo de repetições periódicas (Kramer, 1996).

Conforme abordado por Loayza (2009), a técnica de geração de movimentos artificiais do solo possibilita uma maior consistência com os sismos reais. A autora menciona que existem vários métodos que permitem a obtenção desses acelerogramas, sendo um dos mais utilizados o Método de Superposição de Oscilações.

De acordo com Gasparini e Vanmarke (1976), a técnica consiste na ideia de que qualquer função periódica pode ser expandida em uma série de ondas senoidais, dada pela Equação 31.

$$x(t) = \sum_{i=1}^n A_i \text{sen}(\omega_i t + \Phi_i) \quad (31)$$

Em que A_i é a amplitude, Φ_i é o ângulo de fase e ω_i é a frequência circular do i -ésimo harmônico. O ângulo Φ_i é quem garante a aleatoriedade do processo e pode ser definido de forma randômica, através do uso de funções de probabilidade uniforme para valores entre 0 e 2π .

Munõz (2015), explica que a relação anterior é uma série de Fourier em seno e é responsável por definir a forma da aceleração do sismo artificial. Além disso, os harmônicos com frequência ω_i possuem uma amplitude correspondente de $A_i = 2|C_i|$, em que C_i é o respectivo valor da Função de Densidade Espectral de Potência (FDEP).

Conforme abordado inicialmente por Gasparini e Vanmarke (1976), e posteriormente também por Brito (2017), a potência total do processo pode ser definida de acordo com a Equação 32.

$$\int_0^{\infty} G(\omega) d\omega = \sum_{i=1}^n G(\omega_i) \Delta\omega_i = \sum_{i=1}^n \frac{A_i^2}{2} \quad (32)$$

Logo o cálculo dos valores A_i podem ser definidos em função da densidade espectral de potência $G(\omega)$, por meio da aproximação da área sob a curva da equação anterior com a potência total do processo, para um número de funções senoidais n relativamente grande (Gasparini; Vanmarke, 1976).

Brito (2017) destaca que $G(\omega)$ representa a contribuição relativa para a potência total de cada ω_i , dentro de uma faixa específica de frequências. Dessa forma, é possível admitir a igualdade do somatório anterior e encontrar a relação apresentada na Equação 33.

$$A_i \approx \sqrt{2 \cdot G(\omega_i) \Delta\omega_i} \quad (33)$$

Na literatura é possível encontrar diversos métodos disponíveis para definir o valor de $G(\omega)$, porém aqui será brevemente mencionado o método aplicado pelo código SIMQKE-1, desenvolvido por Gasparini e Vanmarke (1976). Essa metodologia calcula os valores da densidade espectral a partir de um espectro de resposta estabelecido. A Equação 34 ilustra resumidamente a proposta dos autores.

$$G(\omega_n) \approx \frac{1}{\omega_n \left(\frac{\pi}{4\zeta_S} - 1 \right)} \left(\frac{\omega_n^2 (S_V)^2 r_{S,p}^2}{r_{S,p}^2} - \int_0^{\omega_n} G(\omega) d\omega \right)^{1/2} \quad (34)$$

De forma simplificada, ω_n é a frequência do sistema, ζ a taxa de amortecimento, $r_{S,p}$ é o fator de pico de um sistema linear e S_V os valores do espectro de entrada.

É importante observar a complexidade envolvida e a necessidade de processos iterativos na definição da FDEP por este tipo de método. Já que a determinação da função $G(\omega_n)$ para determinada frequência, necessita de conhecimento da mesma FDEP para todas as frequências anteriores.

Loayza (2009), menciona que o acelerograma deve iniciar com uma aceleração igual a zero, aumentando até a fase mais intensa do sismo e posteriormente uma redução gradativa das acelerações. Para isso, pode-se utilizar uma correção através de uma função intensidade $I(t)$, como apresentado na Equação 35.

$$X(t) = I(t) \cdot x(t) \quad (35)$$

Na Figura 26 é ilustrado alguns exemplos de funções de intensidade para uma duração S .

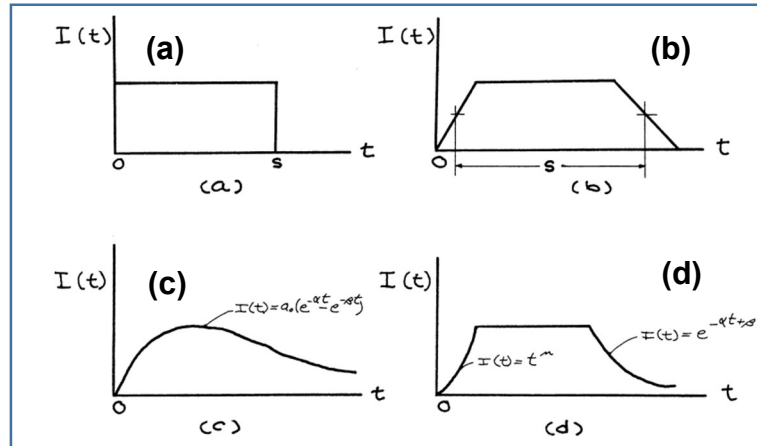


Figura 26 - Funções de intensidade aplicadas na simulação das características não estacionárias de terremotos reais. (a) função de intensidade constante, (b) função de intensidade trapezoidal, (c) função exponencial e (d) função trapezoidal com ramo exponencial (Gasparini; Vanmarke, 1976).

Ainda com Loayza (2009), uma condição de contorno necessária no procedimento de geração dos acelerogramas, são as acelerações, velocidades e deslocamentos finais serem também nulos, como os iniciais. Dessa forma, após a aplicação da função intensidade, é realizado um procedimento de correção ponto a ponto conhecido como correção da linha de base, conforme apresentado na Figura 27.

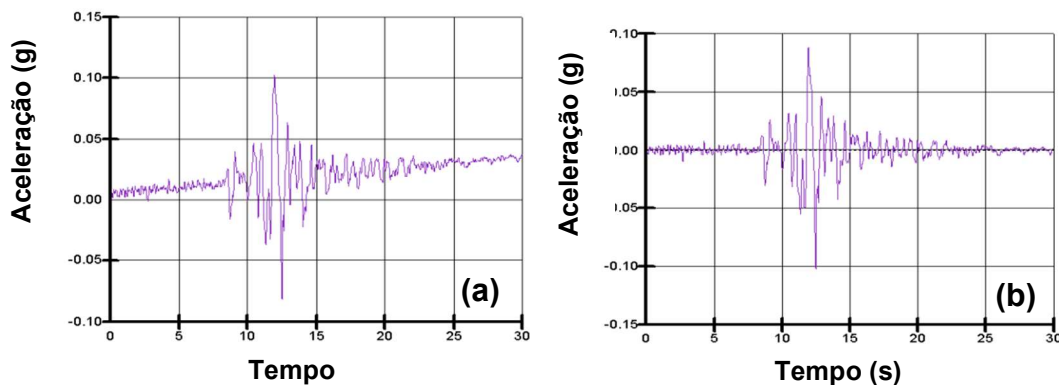


Figura 27 - (a) registro de terremoto com variação nos dados (b) registro de terremoto com correção da linha de base (Seequent, 2022).

Por fim, a finalização do desenvolvimento do sismo é estabelecida pela normalização de todos os seus valores por uma aceleração máxima pretendida.

Com base nas informações descritas anteriormente, o fluxograma da Figura 28 resume as etapas fundamentais do processo de desenvolvimento de sismos artificiais.

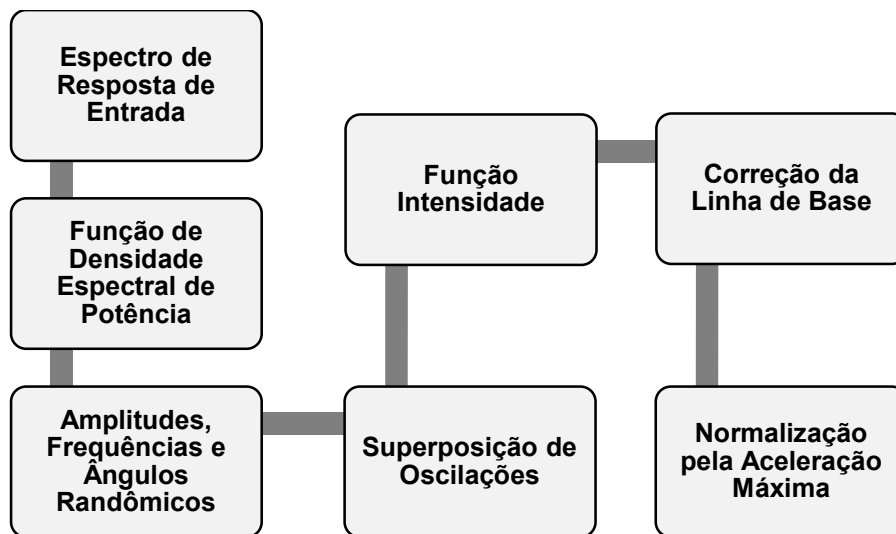


Figura 28 - Fluxograma para geração de sismo artificial, a partir de espectro de resposta e função densidade espectral de potência (adaptado de Loayza, 2009).

3 METODOLOGIA

Este trabalho avalia uma seção de barragem de contenção de rejeitos por meio de uma análise sísmica dinâmica. Para isso, foi modelado um protótipo representativo de uma barragem em processo de descaracterização, com definição de uma sismicidade provável para o território brasileiro.

Para fins de simplificação, neste trabalho a ação sísmica é caracterizada por apenas um acelerograma. Este por sua vez, é compatível com o espectro de resposta de projeto da NBR 15421/2023 e gerado artificialmente através do programa SIMQKE proposto por Gasparini e Vanmarke (1976).

O sismo desenvolvido é submetido a um filtro do tipo passa-banda de *Butterworth*, através da ferramenta *SeismoSignal*. O objetivo é eliminar frequências julgadas como incomuns em análises sísmicas, removendo assim valores considerados ruídos e que prejudicam os resultados numéricos.

Para a modelagem numérica e execução da análise sísmica, foi utilizada a ferramenta computacional GeoStudio versão 22.1 da Seequent/Bentley e seus módulos SEEP/W, QUAKE/W e SLOPE/W. Enquanto os dois primeiros são baseados no método de elementos finitos, o último possibilita que as análises de estabilidade sejam solucionadas também por equilíbrio limite. Os parâmetros geotécnicos adotados para os materiais do protótipo foram baseados na literatura e em dados experimentais acessados não publicados.

Foi realizada uma análise inicial de percolação da seção transversal no módulo SEEP/W, verificando a rede de fluxo da barragem e as poropressões existentes. Logo após, os resultados obtidos foram acoplados em análises nos módulos SLOPE/W e QUAKE/W. Com o SLOPE/W foi possível avaliar a estabilidade da estrutura, sendo adotado o método de equilíbrio limite de *Morgenstern&Price*. Já o QUAKE/W permitiu avaliar a geração de poropressão e alteração do estado de tensões ao longo de um evento sísmico. Além disso ele calcula e indica automaticamente as potenciais regiões liquefeitas.

Embora o modelo não-linear represente melhor o comportamento do solo e a alteração no estado de tensões quando submetido a ação sísmica, neste estudo será utilizada a análise linear equivalente. Isso é justificado pela maior disponibilidade e acesso à dados mais consistentes, tanto na literatura como aqueles não publicados.

Por fim, há a comparação dos resultados obtidos nas análises para os cenários antes e após a excitação sísmica, destacando as zonas liquefeitas. O intuito é a avaliação da estabilidade e a influência que a geração de poropressão causada pelo terremoto teve na barragem. Além disso, foi realizada uma análise de sensibilidade com o PGA entre o método dinâmico e pseudo-estático, permitindo verificar limitações e vantagens de cada técnica.

3.1 Geração do Sismo Artificial

Para a execução da análise dinâmica, é necessário atribuir a ação sísmica no modelo computacional desenvolvido no GeoStudio. Em resumo, o dado de entrada neste caso é o registro sísmico horizontal de acelerações no tempo.

Dessa forma, um acelerograma artificial, compatível com o espectro de resposta de projeto estabelecido pela norma NBR 15421/2023, foi desenvolvido e submetido ao protótipo.

3.1.1 Sismicidade

Os estudos direcionados a locais específicos devem sempre ser precedidos por uma avaliação específica da sismicidade regional, considerando onde a estrutura está ou será implantada, perante um tempo de retorno adequado para o projeto. Como o intuito deste trabalho é desenvolver uma avaliação generalista, foi adotada uma sismicidade com ocorrência provável para o território brasileiro, não pretendendo avaliar um local específico.

As características da sismicidade para este estudo, são:

- Duração do sismo de 10 segundos;
- Magnitude (M_w) 6 com distância epicentral que resulte na aceleração estimada;

- Número de ciclos equivalentes igual a 5;
- PGA de 0,09 g (componente horizontal). Valor possível para um tempo de retorno de 2475 anos em muitas regiões brasileiras, conforme observado em Assumpção *et al.* (2016).

3.1.2 Espectro de Resposta de Projeto

Em acordo com Nóbrega S., Nóbrega P. e Santos (2023), o espectro de resposta de projeto foi obtido seguindo as recomendações da NBR 15421 (ABNT, 2023), sendo considerado os seguintes parâmetros para atender ao PGA desejado:

- Aceleração sísmica horizontal característica (a_g) igual a 0,06 (zona sísmica 2);
- Fundação da barragem na classe de terreno D (solo rígido), ou seja, N_{SPT} entre 15 e 50;
- Fator de amplificação sísmica no solo para o período de 0,0 segundo (C_a) de 1,6;
- Fator de amplificação sísmica no solo para o período de 1,0 segundo (C_v) de 2,4;
- Aceleração espectral para o período de 0,0 segundos (a_{gs0}) de 0,096 g;
- Aceleração espectral para o período de 1,0 segundos (a_{gs1}) de 0,108 g;
- Fração de amortecimento crítico de 5%;
- Período natural de oscilação (T) de 4,5 segundos.

Como a norma de referência para obtenção do espectro de resposta é voltada para edifícios, o tempo de retorno do mapa sísmico tende a ser muito menor do que aqueles utilizados em projetos de estruturas especiais e com grande potencial de destruição.

A relação gráfica entre o espectro de resposta de projeto (S_a/g_{sa0}) em função do período (T) da norma é apresentada na Figura 29.

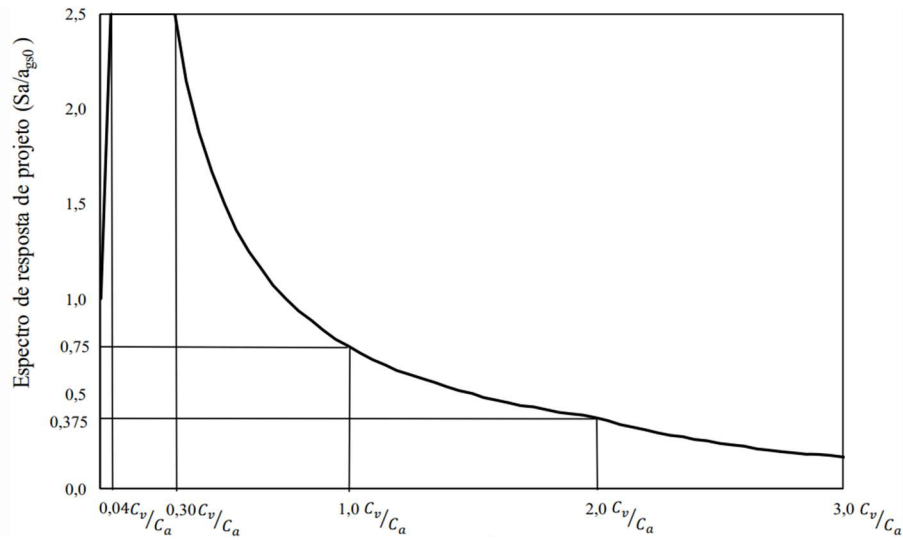


Figura 29 - Variação do espectro de resposta de projeto (S_a/g_{sa0}) em função do período natural “T” (ABNT, 2023).

Conforme NBR 15421, a determinação numérica dos valores do espectro $S_a(T)$, é realizada em 4 faixas de períodos com base nas Equações 35, 36, 37 e 38 (ABNT, 2023).

$$S_a(T) = a_{gs0} \left(37,5 \cdot T \cdot \frac{C_a}{C_v} + 1 \right) \quad \text{para } 0 \leq T \leq 0,04 \cdot C_v/C_a \quad (35)$$

$$S_a(T) = 2,5 \cdot a_{gs0} \quad \text{para } 0,04 \cdot C_v/C_a \leq T \leq 0,3 \cdot C_v/C_a \quad (36)$$

$$S_a(T) = (a_{gs1}/T) \quad \text{para } 0,3 \cdot C_v/C_a \leq T \leq 2 \cdot C_v/C_a \quad (37)$$

$$S_a(T) = 2 \cdot \frac{C_v}{C_a} \cdot (a_{gs1}/T^2) \quad \text{para } T \geq 2 \cdot C_v/C_a \quad (38)$$

Já as acelerações espectrais a_{gs0} e a_{gs1} são obtidas pelas Equações 39 e 40 (ABNT, 2023). Enquanto que os fatores de amplificação sísmica no solo estão indicados na Tabela 8 e são estabelecidos com base na classe do terreno e o valor de a_g , sendo este definido conforme mapa apresentado na Figura 2.

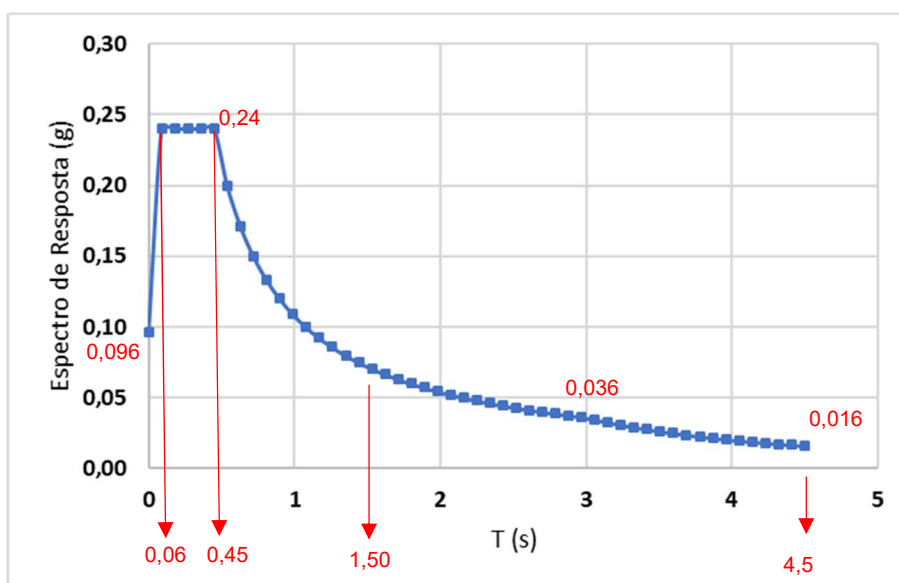
$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad (39)$$

$$a_{gs1} = 0,75 \cdot C_v \cdot a_g \quad (40)$$

Tabela 8 - Fatores de amplificação sísmica no solo (ABNT, 2023)

Classe do Terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10 \text{ g}$	$a_g = 0,15 \text{ g}$	$a_g \leq 0,10 \text{ g}$	$a_g = 0,15 \text{ g}$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

O espectro de resposta de projeto (em g) obtido para o presente estudo, de acordo os parâmetros e relações anteriores, está ilustrado na Figura 30.



**Figura 30 - Espectro de Resposta de Projeto (g).
(Fonte: autor)**

3.1.3 Acelerogramas Artificiais

O processo para geração de acelerogramas compatíveis com espectro de resposta não é um procedimento simples. Por isso, pode ser útil o uso de programas ou códigos de cálculo, como o SIMQKE-1 desenvolvido por Gasparini e Vanmarke (1976) e disponível no [NISEE](#) do Centro de Pesquisa em Engenharia de Terremoto do Pacífico, da Universidade da Califórnia, Berkeley.

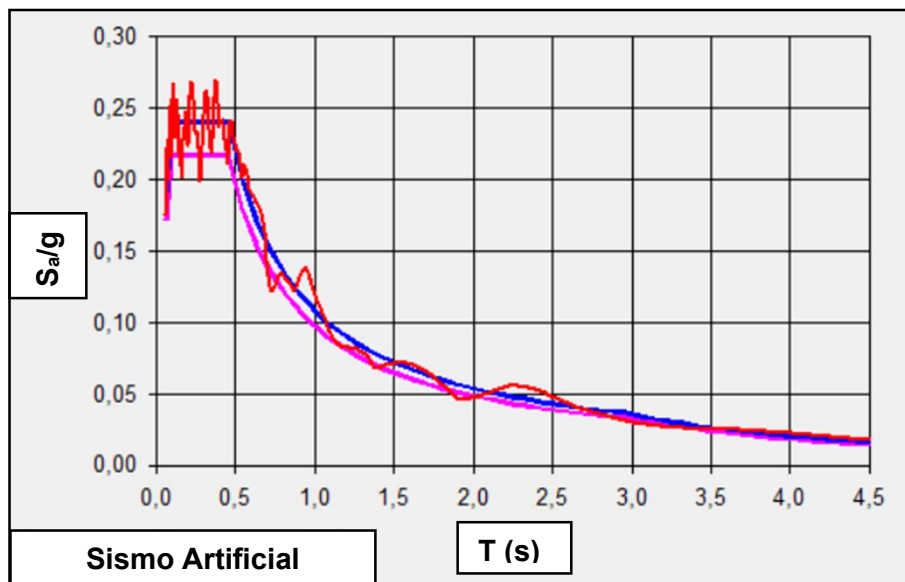
O código mencionado apresenta dificuldades em sua execução por ser uma versão de linguagem muito antiga e não possuir área de interação visualmente agradável. Optou-se pelo uso do programa SIMQKE_GR, disponível no site do [Prof. Piero Gelfi](#). Este programa é uma interface gráfica que roda internamente o código

de cálculo do SIMQKE-1 e permite a importação de espectros de resposta pré-estabelecidos, gerando terremotos artificiais compatíveis com a sismicidade de interesse (Gelfi, 2012).

Os dados a seguir, foram usados na definição do terremoto simulado:

- TS (menor período do espectro de resposta) igual a 0,06 segundos;
- TL (maior período do espectro de resposta) igual a 4,5 segundos;
- TRISE (período de início da fase estacionária do acelerograma) igual a 5 segundos.
- TLVL (duração da fase estacionária) igual a 1 segundo;
- DUR (duração total dos sismos) igual a 10 segundos;
- AMOR (coeficiente de amortecimento) de 5%.

Na Figura 31 é ilustrado o espectro de resposta (curva vermelha) do acelerograma criado, ao mesmo tempo que é sobreposto ao espectro de entrada desenvolvido anteriormente (curva azul). Ainda é apresentado um espectro com ordenadas correspondendo a 90% do espectro de referência (curva magenta).

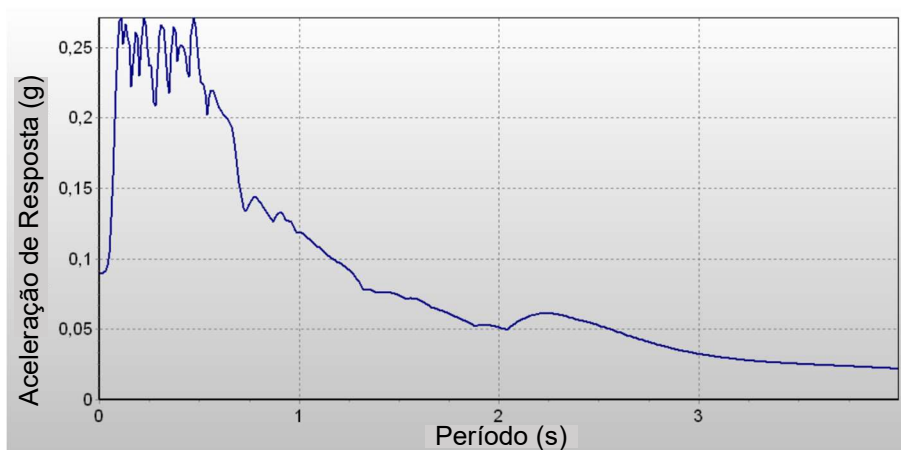


**Figura 31 - Espectro de resposta para o sismo gerado no SIMQKE_GR.
(Fonte: autor)**

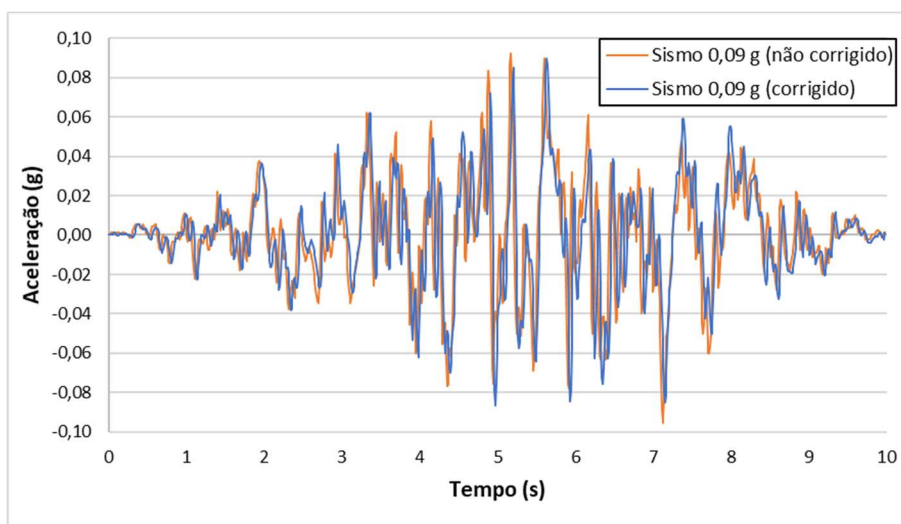
No entanto, de forma alinhada com o que é apresentado por Huamán (2018), é necessário realizar uma filtragem no sismo desenvolvido, uma vez que em análises

sísmicas geralmente o intervalo de frequência admitido é entre 0,1 a 15 Hz. Os valores acima dessa faixa são tratados como ruídos e prejudicam significativamente a resposta do modelo computacional.

Logo, por meio do *software* SeismoSignal (SeismoSoft, 2023), foi aplicado um filtro passa-banda de *Butterworth* na faixa de 0,1 a 15 Hz. Na Figura 32 é apresentado o espectro final do sismo filtrado. Na Figura 33 são comparados os acelerogramas antes e após a correção.



**Figura 32 - Espectro de Resposta do sismo corrigido.
(Fonte: autor)**



**Figura 33 - Sismo artificial antes e após correção de frequências.
(Fonte: autor)**

Segundo Kramer (1996), o conteúdo de frequências e acelerações ao longo do sismo influenciam diretamente os efeitos no solo. Sendo assim, entende-se que o sismo artificial desenvolvido apresenta acelerações dispostas de forma mais uniforme em relação ao PGA e com elevada frequência, quando comparado com alguns registros reais. Um exemplo é o terremoto de *San Fernando* (1971), disponibilizado pela própria Seequent, e ilustrado na Figura 34.

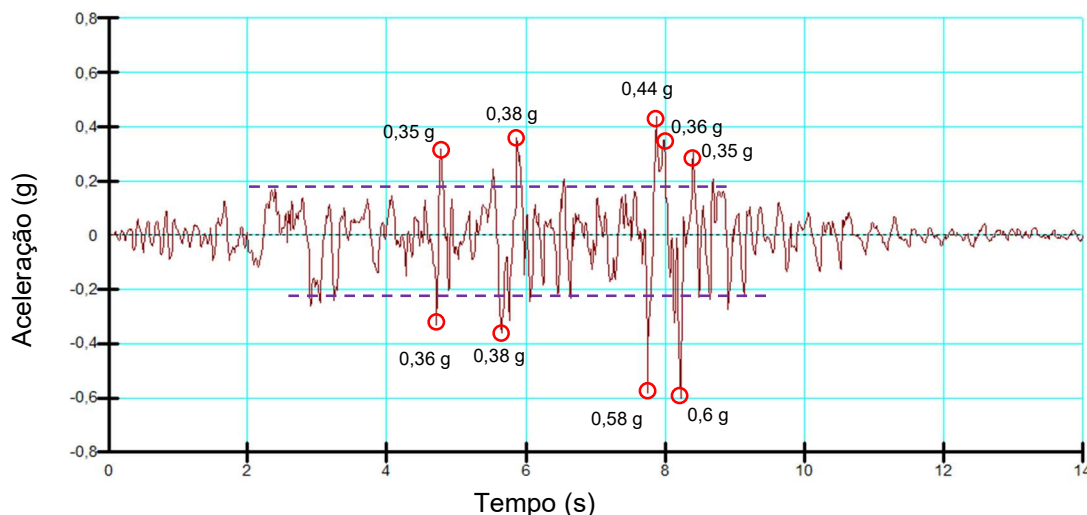
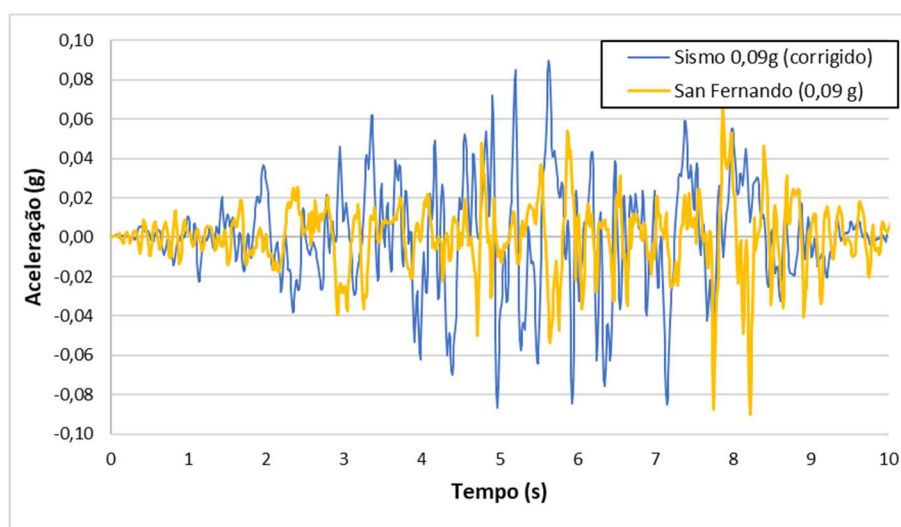


Figura 34 - Registro sísmico do terremoto de San Fernando – 1971 (adaptado de Seequent, 2022).

Analisando o acelerograma anterior, é possível identificar dois picos de aceleração em torno de 0,6 g, entretanto, a grandeza dos valores restantes é bem menor. Por meio de uma reta de ajuste fica mais evidente que a grande parte das acelerações que contribuem para os efeitos no solo, são da ordem de 0,2 g ou menos (ver Figura 34), o que corresponde a 1/3 do PGA registrado para o terremoto.

Conforme Kramer (1996), o fato da duração do PGA dos terremotos corresponder a períodos extremamente curtos, justificam o porquê não é um bom parâmetro para representar o potencial de danos desse fenômeno na superfície terrestre. Um cuidado a parte na utilização de registros sísmicos reais modificados em simulações dinâmicas, é que a consequente normalização do acelerograma com base no valor máximo, pode reduzir o conjunto de acelerações responsáveis por boa parte do carregamento cíclico e efeitos no solo.

Na Figura 35 é apresentado o sismo de *San Fernando* modificado para o PGA de 0,09 g e o sismo artificial desenvolvido para o estudo. O comportamento mencionado anteriormente é bem nítido, mostrando que mesmo apresentando acelerações máximas iguais, o potencial de induzir movimentações no solo provavelmente é muito maior para o sismo produzido.



**Figura 35 - Sismo artificial e *San Fernando* modificado, ambos com PGA de 0,09 g.
(Fonte: autor)**

Já em relação aos sismos artificiais, é necessário estar atento ao intervalo de frequência considerado em análises sísmicas e a compatibilidade com um espectro de resposta. Nos casos em que o conteúdo de frequências está fora da faixa comumente adotada, os sismos podem induzir resultados equivocados.

3.2 Modelagem Numérica: métodos

Os estudos numéricos foram realizados no programa computacional GeoStudio versão 22.1, em seus módulos SEEP/W e QUAKE/W que são baseados no método de elementos finitos, e no SLOPE/W pelo método de equilíbrio limite.

Foi elaborada uma seção típica de barragem para contenção de rejeitos, alteada pelo método de linha de centro, com rejeito do tipo *Underflow* a partir de um dique de partida argiloso. O reservatório é composto por rejeito do tipo *Overflow*, sendo preenchido por uma camada de Rejeito Filtrado. Além disso, existe uma berma de

equilíbrio no talude jusante do barramento composta por estéril e um sistema de drenagem composto por um tapete drenante.

Por meio de um sistema de ciclonagem, os rejeitos totais da mineração são separados em rejeitos mais finos (Overflow) e rejeitos mais grossos (Underflow). Após esse processo, as duas parcelas de rejeitos são destinadas à disposição final. Enquanto o Overflow normalmente é encaminhado para um reservatório por possuir propriedades geotécnicas desfavoráveis para seu uso em obras, o Underflow possui características melhores e geralmente é empregado como material para construção da própria barragem (Russo, 2007).

A seção geológico-geotécnica da barragem analisada é ilustrada na Figura 36. O processo de descaracterização adotado visa o reforço da estrutura, por meio de uma berma de equilíbrio, e a eliminação do lago, através do seu preenchimento (selamento, não modelado).

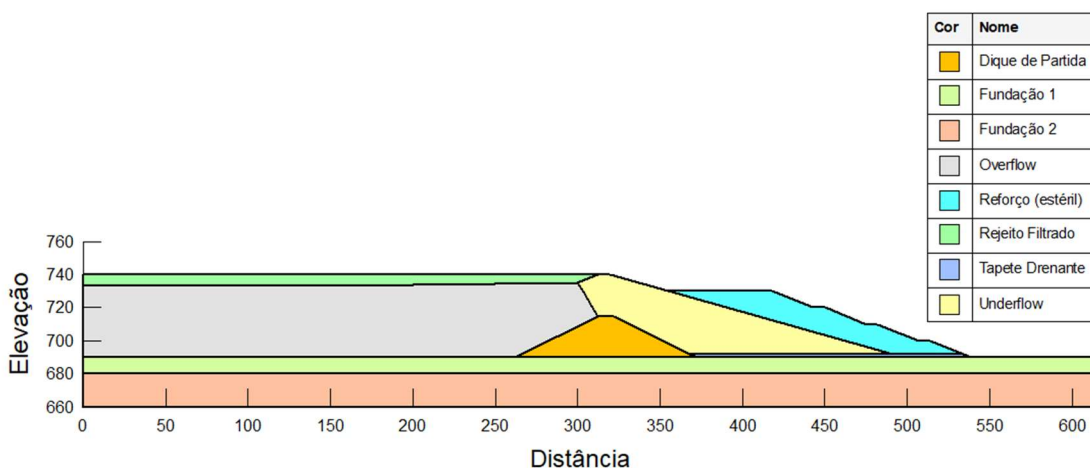


Figura 36 - Seção geológico-geotécnica.
(Fonte: autor)

Na Tabela 9 estão indicados os parâmetros geotécnicos utilizados. Todos foram adotados conforme valores encontrados na literatura e dados não publicados acessados pelo autor.

Tabela 9 - Parâmetros geotécnicos adotados.

Material	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ' (°)	k_y/k_x	k_x (m/s)	E' (kPa)	K_0	G_{max} (kPa)
Dique de Partida	20	10	30	0,25	1×10^{-8}	30 000	0,5	63 000
Fundação 1	18	10	32	1	1×10^{-8}	100 000	0,5	210 000
Fundação 2	20	15	35	1	1×10^{-9}	150 000	0,5	315 000
<i>Overflow</i>	20	0	31	0,5	1×10^{-6}	20 000	0,7	Figura 41
Reforço (estéril)	18	10	35	0,25	1×10^{-6}	30 000	0,5	63 000
Rejeito Filtrado	18	0	32	0,3	3×10^{-6}	30 000	0,7	Figura 41
Tapete Drenante	18	0	35	1	1×10^{-4}	60 000	0,5	126 000
<i>Underflow</i>	20	0	33	0,3	3×10^{-6}	50 000	0,7	Figura 41

Em que:

- γ = peso específico;
- c' = coesão efetiva;
- φ' = ângulo de atrito efetivo;
- k_x = condutividade hidráulica principal maior;
- k_y/k_x = anisotropia;
- E' = módulo de deformabilidade efetivo;
- K_0 = coeficiente de empuxo no repouso;
- $G_{max} = G_0$ = Módulo cisalhante

A definição do estado de tensão inicial é fundamental em análises dinâmicas, influenciando diretamente a alteração das tensões provocadas pela movimentação do solo. O QUAKE/W não permite a inserção diretamente do coeficiente K_0 , entretanto possibilita a entrada do coeficiente de *Poisson* (ν), estando este baseado na teoria da elasticidade. A Equação 41 apresenta a relação entre K_0 e ν encontrada nesse módulo do GeoStudio.

$$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (41)$$

Dessa forma, utilizou-se o artifício numérico de definir o ν em função do K_0 . Na Tabela 10 são demonstrados os valores aplicados. A atribuição de $K_0 = 0,7$ para os materiais granulares (rejeitos) é fundamentada em estudos apresentados por Jefferies e Been (2016), em que uma série de ensaios de campo indicaram uma razão média próxima a esse valor. Mesmo o *Overflow* possuindo resistência menor, o que pode

sugerir um K_0 maior, é importante avaliar que o Underflow é um aterro construído de forma controlada e conseqüentemente compactado, fazendo com que o K_0 também aumente.

Tabela 10 - Poisson adotado em função de K_0 .

K_0	Correspondente ν
0,5	0,33
0,7	0,41

Para todos os materiais foi considerado o modelo de ruptura de *Mohr-Coulomb*. Enquanto o comportamento hidráulico foi estabelecido como saturado para a Fundação 1 e Fundação 2, por estarem completamente abaixo do nível d'água. Por outro lado, os demais foram modelados como não saturados, uma vez possuindo partes ou sua totalidade na zona vadosa.

Para definição da rede de fluxo da barragem, considerou-se o nível freático no reservatório na cota 729,00 metros e o nível jusante (na base) na cota 688,00 metros. Também foi ajustada a malha (4 elementos) com 4 metros de comprimento e refinada na região do dreno e na região de divisa entre os rejeitos *Underflow* e *Overflow*.

O módulo SLOPE/W permite avaliar a estabilidade dos taludes, através dos mais variados métodos encontrados na literatura e utilizando de forma acoplada os valores de poropressão calculados anteriormente no SEEP/W. Neste trabalho, todas as avaliações de estabilidade foram realizadas pelo método de equilíbrio limite de *Morgenstern&Price*.

Nas avaliações de estabilidade para as condições não drenada de pico e liquefeita, foi implementado o modelo de ruptura SHANSEP (do inglês: *Stress History and Normalized Soil Engineering Property*) na região dos materiais (*Overflow* e *Underflow*) situados abaixo da linha freática. Na Tabela 11 são apresentados os valores das razões de resistências não drenadas (S_u/σ'_{v0}) e das razões de resistências liquefeitas ($S_u(liq.)/\sigma'_{v0}$) desses materiais.

Tabela 11 – Razão de resistências não drenada e liquefeita.

Material	S_u/σ'_{v0}	$S_u(liq.)/\sigma'_{v0}$
<i>Underflow</i>	0,24	0,10
<i>Overflow</i>	0,21	0,08

O módulo SLOPE/W também possibilita a realização de análise pseudo-estática, sendo suficiente apenas a definição dos valores de carga sísmica horizontal e vertical (coeficientes de aceleração). A verificação da carga sísmica vertical deve ser feita considerando a contribuição no sentido favorável e contrário ao da aceleração da gravidade, sendo adotado sempre o menor FS resultante.

Considerou-se que apenas os materiais classificados como rejeitos possuem potencial de liquefação. Em vista disso, o comportamento do *Underflow*, *Overflow* e o Rejeito Filtrado serão representados pelo modelo linear equivalente, enquanto os demais foram modelados como linear elástico.

No modelo linear elástico a taxa de amortecimento definida foi de 5% para todos os materiais. Enquanto o G_{max} foi inserido como constante, em acordo com a consolidação dos parâmetros previamente indicada na Tabela 9.

Em acordo com Bray *et al.* (1995 *apud* Huamán, 2018), é admissível aplicar o modelo linear equivalente para análises em que o PGA na rocha seja inferior a 0,35 g. Dessa forma, com intuito de avaliar os efeitos dinâmicos produzidos no protótipo, adotou-se neste trabalho a análise e modelo constitutivo do tipo linear equivalente.

Já para o modelo linear equivalente, as funções de redução G foram estimadas tendo como base o que foi apresentado em 2.6.3. A definição da função se deu a partir do índice de plasticidade (IP = 0 para rejeitos) e da tensão efetiva horizontal média nas regiões do *Overflow* (350 kPa), *Underflow* (300 kPa) e *Rejeito Filtrado* (50 kPa). Na Figura 37 são apresentadas as curvas estimadas.

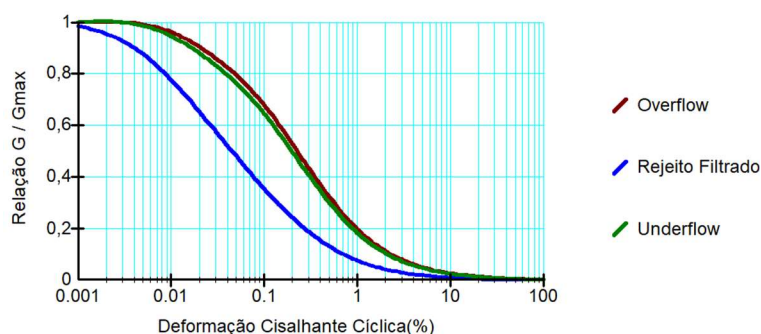


Figura 37 - Função de redução G para os materiais da barragem. (Fonte: autor)

A função de razão de amortecimento no QUAKE/W apresenta dependência da função de redução G, conseqüentemente também do índice de plasticidade do material. Logo, essa relação é estimada também considerando $IP = 0$ para rejeitos e as tensões efetivas horizontais médias mencionadas anteriormente. O resultado é ilustrado na Figura 38.

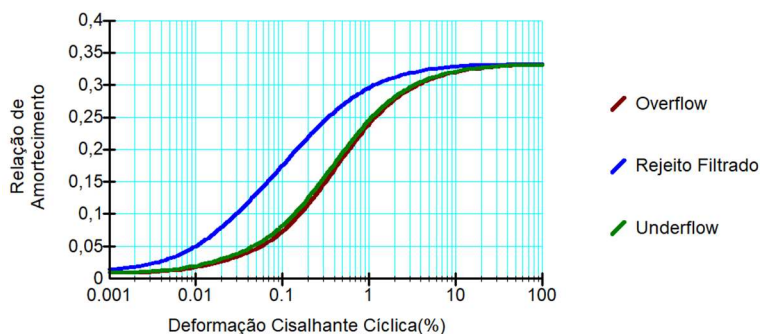


Figura 38 - Função de amortecimento dos rejeitos.
(Fonte: autor)

De forma similar, a função de poropressão estimada (em acordo com 2.6.6) que foi atribuída aos rejeitos é apresentada na Figura 39.

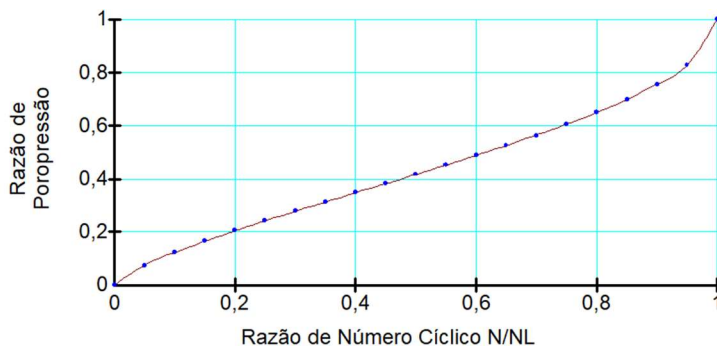


Figura 39 - Função razão de poropressão dos rejeitos.
(Fonte: autor)

As funções de número cíclico dos rejeitos foram estimadas tendo como base a função disponível para areia fofa ($e = 0,87$). A curva dos rejeitos no QUAKE/W é padronizada no CRR de 0,3 para um ciclo. Os valores estáticos em TxC são 0,24 (*Overflow* e *Rejeito Filtrado*) e 0,21 (*Underflow*). De forma aproximada, estes valores podem ser considerados para 1 ciclo. No entanto, adotando a trajetória DSS (ensaio de cisalhamento direto simples), isso representa uma redução da ordem de 30%.

Dessa forma, foi feita uma correção para as envoltórias do *Overflow* e Rejeito filtrado, considerando CRR igual a 0,15 (redução de 50% para a envoltória de referência). Já para o *Underflow*, optou-se por um CRR igual a 0,17 (redução de 57% para a envoltória de referência). Na Figura 40 é possível observar as envoltórias CRR obtidas.

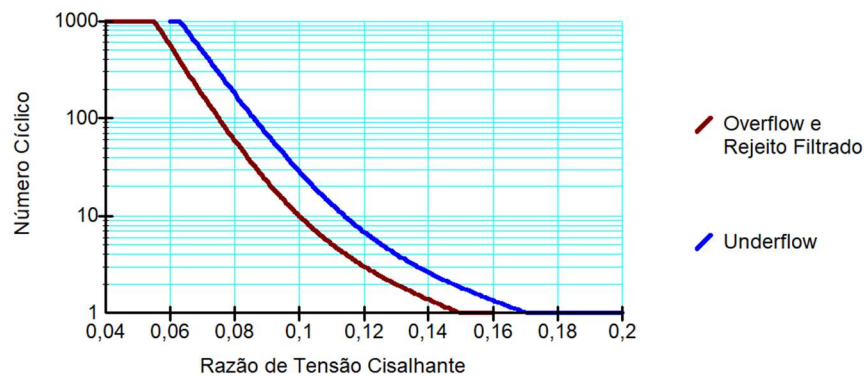


Figura 40 - Função de número cíclico dos rejeitos.
(Fonte: autor)

Já na Figura 41 é apresentada as funções G_{max} para os rejeitos. Elas foram obtidas por meio do coeficiente K_0 , a profundidade máxima dos materiais e alguns valores comuns de K com base no material “areia fofa” (*Overflow* e Rejeito Filtrado) e “areia compacta” (*Underflow*).

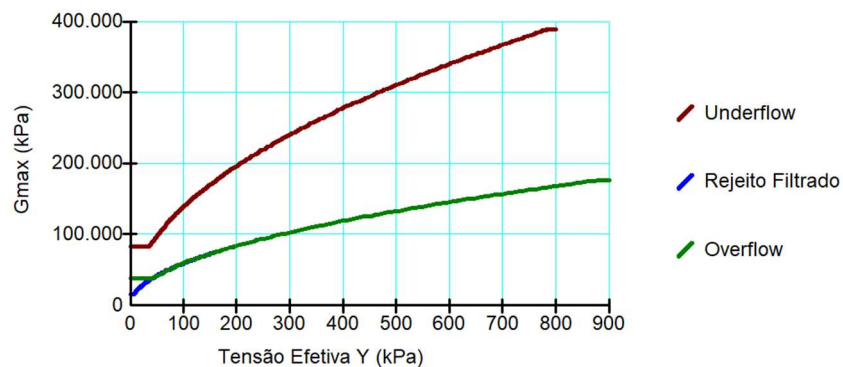


Figura 41 - Funções G_{max} dos rejeitos.
(Fonte: autor)

Conforme Newmark e Hall (1982), o ângulo da superfície de colapso pode ser estimado como $2/3$ do ângulo de atrito (*apud* Kramer, 1996). Logo, os valores encontrados foram de 22° (*Underflow*), $20,6^\circ$ (*Overflow*) e $21,3^\circ$ (Rejeito Filtrado). Já

o intercepto da linha de colapso com a linha de estado crítico (q_{ss}) foi considerado nulo.

Foi sugerido um limite de tensão para liquefação de 10 kPa nos estudos dinâmicos. Já o coeficiente de tensão cisalhante equivalente adotado foi 0,65 (Seed *et al.*, 1975). O intervalo de tempo escolhido para discretização temporal do sismo foi de 0,01 segundos, o que confere um total de 1000 etapas, com salvamento a cada 25 etapas. Além disso, as poropressões calculadas automaticamente no módulo SEEP/W, foram acopladas na análise QUAKE/W.

O QUAKE/W possui um recurso chamado “pontos históricos”, o qual permite salvar históricos completos da resposta da barragem quando solicitada sismicamente, ao longo de todas as etapas da análise dinâmica. Foram realizadas alocações de 8 pontos históricos, como pode ser visto na Figura 42. A distribuição deles foi feita em locais estratégicos, como crista, região central do *Overflow* e *Underflow*, base do Rejeito Filtrado, além da fundação da barragem.

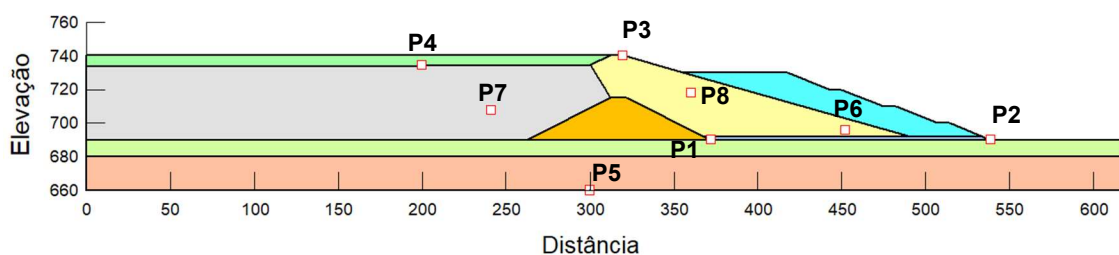


Figura 42 - Localização dos pontos históricos.
(Fonte: autor)

Com o novo estado de tensões, foi possível acoplar análises SLOPE/W e verificar a estabilidade da estrutura novamente. Neste tipo de análise, o GeoStudio atribui a redução da resistência do material de forma automática, em conformidade com as zonas liquefeitas indicadas no QUAKE/W.

Conforme os casos históricos de ruptura por liquefação apresentados por Robertson (2017), a fragilidade dos materiais era da ordem de 50% a 70%. Com base nesta informação, a resistência liquefeita foi considerada como sendo aproximadamente 40% da resistência não drenada de pico (queda de 60%). Sendo

assim, os ângulos equivalentes de colapso encontrados para a resistência liquefeita foram 9° (*Underflow*), 8,6° (Rejeito Filtrado) e 8° (*Overflow*).

Devido ao cenário crítico da berma de equilíbrio, optou-se pelo desenvolvimento de um estudo de sensibilidade nessa região. Essas análises foram feitas por meio da modificação da aceleração máxima do sismo artificial, proporcionalmente aos coeficientes de aceleração pseudo-estáticos.

4 MODELAGEM NUMÉRICA: RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com auxílio do módulo SEEP/W do GeoStudio foi obtida a linha freática (poropressão = 0) e as equipotenciais de perda de carga, ambas para o regime permanente, e estão apresentadas na Figura 43.

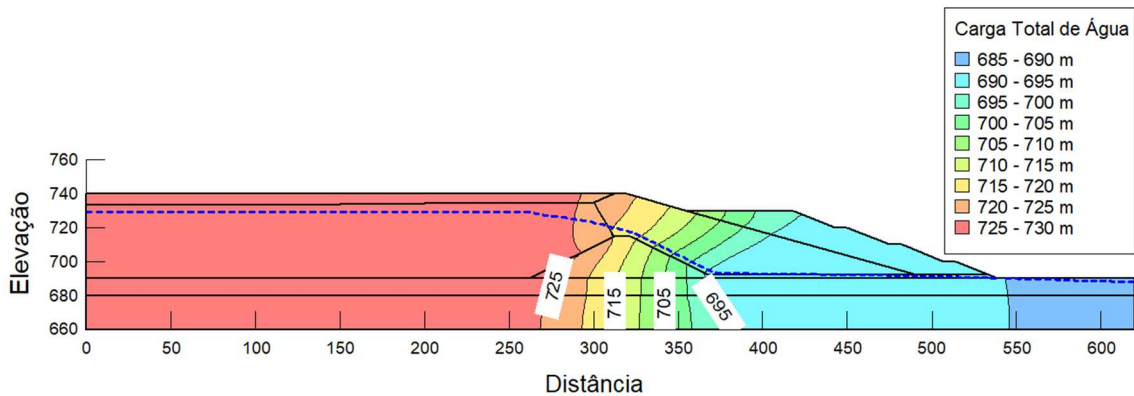


Figura 43 – Equipotenciais de perda de carga e linha freática do modelo. (Fonte: autor)

Utilizando o método de equilíbrio limite de *Morgenstern&Price* e a técnica de entrada e saída como superfície de busca, foi encontrado um fator de segurança (FS) para a berma igual a 2,18 em condições drenadas.

Na Figura 44 é possível observar o FS encontrado de 2,18 e as superfícies de busca, com indicação da zona crítica. Importante lembrar que fatores acima de 1,5 são satisfatórios para esse cenário.

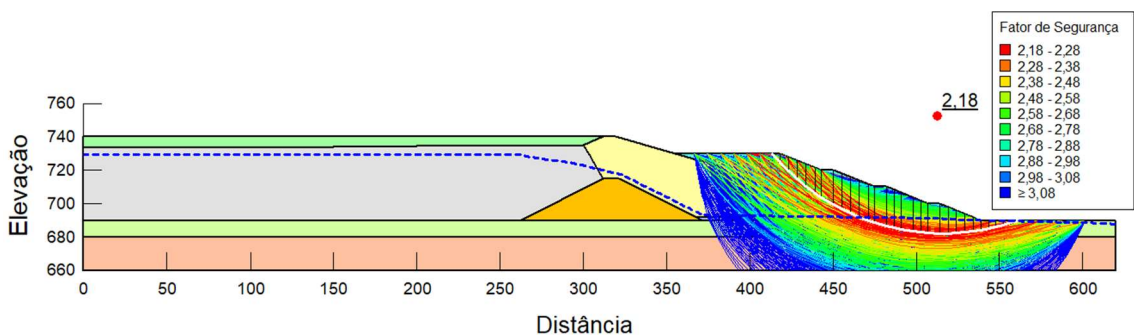


Figura 44 - FS drenado (berma de equilíbrio). (Fonte: autor)

De forma complementar, foi realizada a verificação da estabilidade usando a razão de resistência não drenada de pico para o *Underflow* e *Overflow* (0,24 e 0,21) e a resistência liquefeita (0,1 e 0,08), com o modelo de ruptura SHANSEP.

Para essa análise, utilizou-se a técnica de busca com blocos especificados e otimização da superfície crítica, fazendo com que ela passe na região saturada dos materiais. Nas Figuras 45 e 46 estão apresentados os resultados.

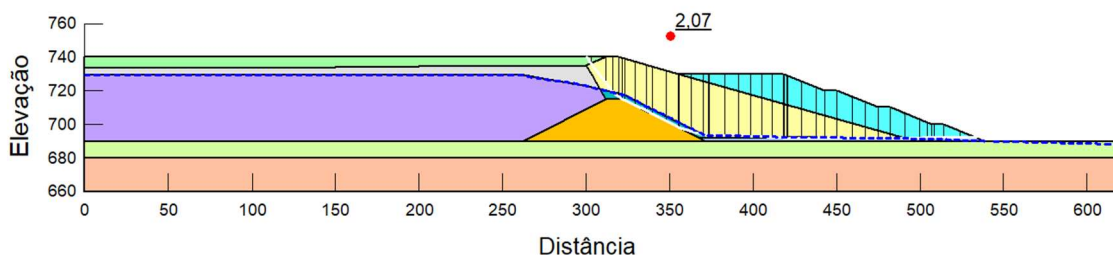


Figura 45 - FS razão de resistência não drenada de pico.
(Fonte: autor)

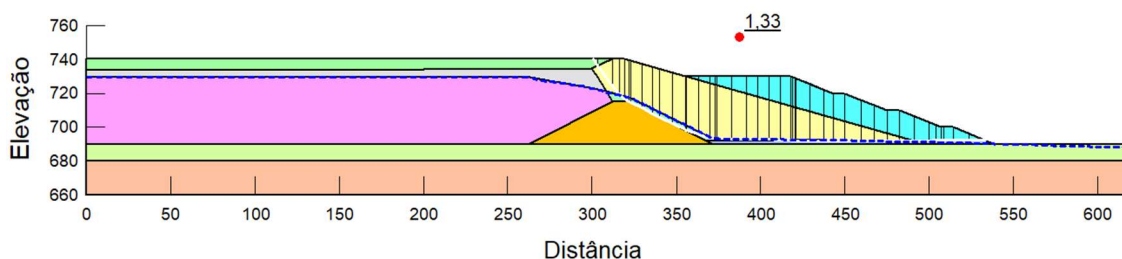


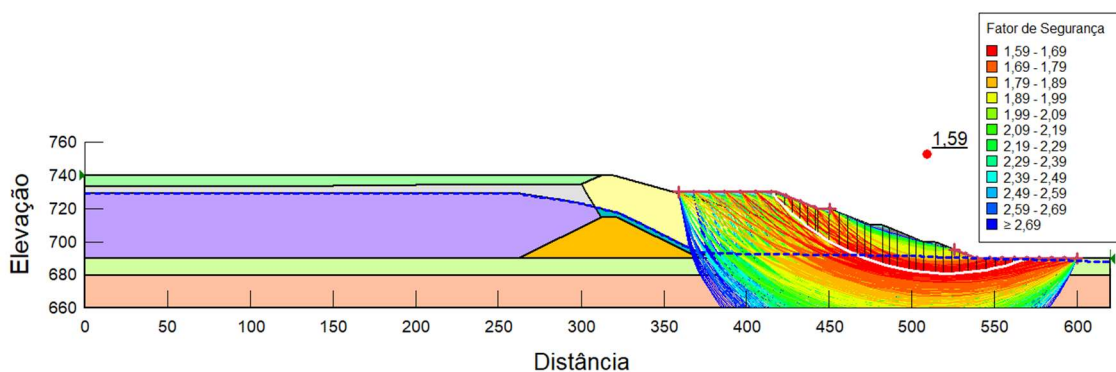
Figura 46 - FS razão de resistência liquefeita.
(Fonte: autor)

O FS não drenado de pico verificado foi de 2,07 e as recomendações da resolução ANM N° 95, atribuem caráter aceitável para FS igual ou acima 1,3 para essa condição. Além disso, a avaliação da estabilidade em condições de liquefação dos rejeitos resultou num valor de FS de 1,33, sugerindo que a estrutura não se rompe, mesmo com a perda de resistência desse material na zona saturada. Ao mesmo tempo, esse valor de FS é maior que o mínimo recomendado para barragens (1,1 em avaliação sísmica e rebaixamento rápido). Conclui-se então, que ambos os valores de FS são satisfatórios para ambas as condições, drenadas e liquefeitas.

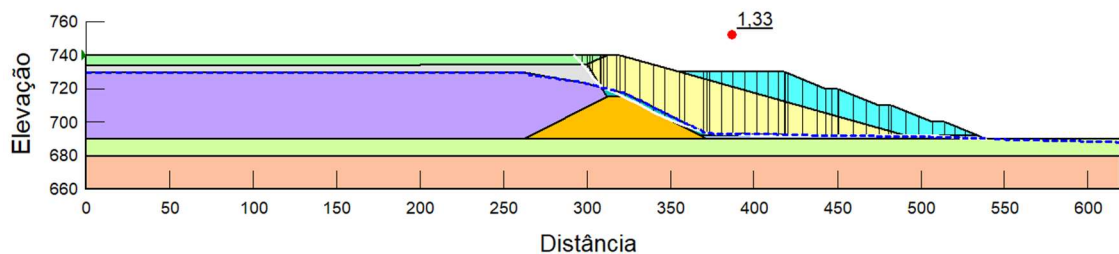
Outra verificação realizada foi em relação ao FS pseudo-estático para uma carga sísmica de 0,09 g (horizontal) e $\pm 0,06$ g (vertical). A simplicidade deste tipo de análise é voltada na adoção de coeficientes de aceleração, que podem ser estabelecidos conforme diversos métodos encontrados na literatura. No entanto, neste trabalho foram utilizados os valores máximos do PGA e a componente vertical com 2/3 da horizontal.

Como visto, este tipo de avaliação sísmica não contempla a geração de poropressão e alteração do estado de tensão no solo. Além de não considerar o conjunto de frequências, acelerações e duração do terremoto.

O menor FS pseudo-estático obtido após verificações na berma e no *Underflow* são ilustrados nas Figuras 47 e 48. Ambas as análises utilizaram a razão de resistência não drenada dos rejeitos na região saturada, resultando em FS de 1,59 e 1,33, respectivamente.



**Figura 47 - FS pseudo-estático com PHA de 0,09 g e PVA de -0,06 g (Berma).
(Fonte: autor)**



**Figura 48 - FS pseudo-estático com PHA de 0,09 g e PVA de -0,06 g
(Underflow).
(Fonte: autor)**

Por meio de uma análise da condição estática inicial no módulo QUAKE/W não foram identificadas zonas já liquefeitas, isto é, o estado de tensões está localizado abaixo da superfície de colapso. Nas Figuras 49 e 51 estão representados os estados de tensões efetivas verticais e horizontais antes do sismo, respectivamente. Após 10 segundos de terremoto e a alteração do estado de tensão, é possível identificar algumas regiões no qual as tensões efetivas se anulam, representando assim os estados liquefeitos. Os efeitos mencionados são observados nas Figuras 50 e 52.

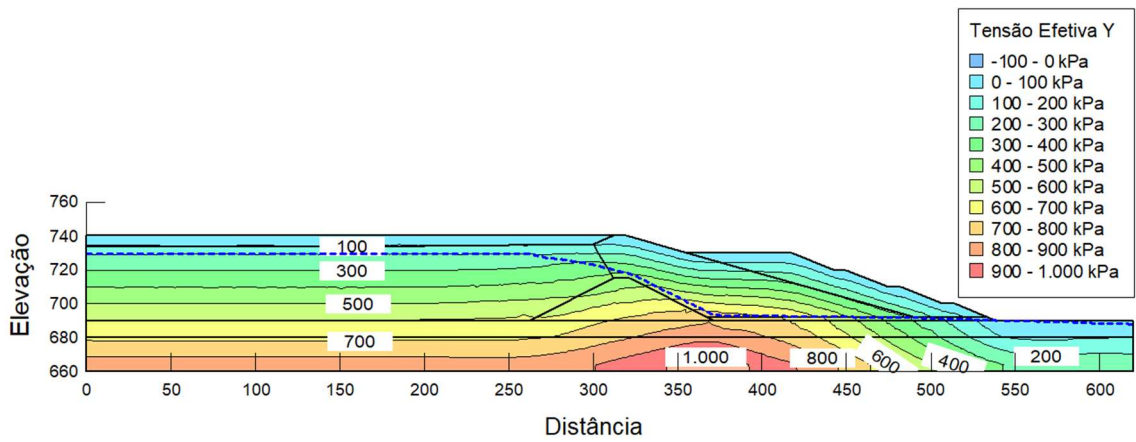


Figura 49 - Tensões estáticas efetivas verticais.
(Fonte: autor)

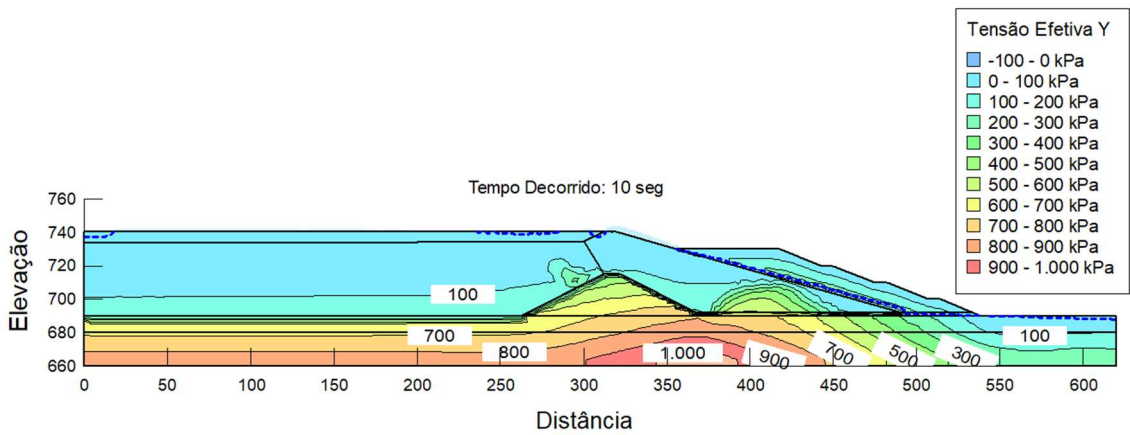


Figura 50 - Tensões efetivas verticais após 10 s de terremoto.
(Fonte: autor)

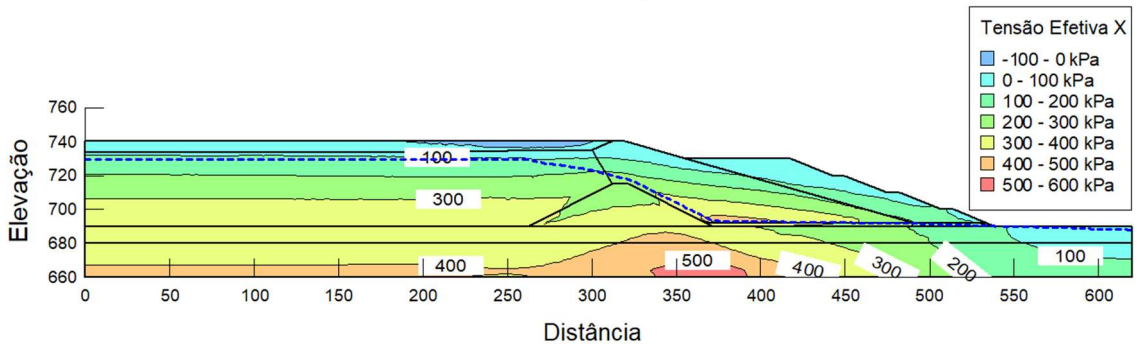


Figura 51 - Tensões estáticas efetivas horizontais.
(Fonte: autor)

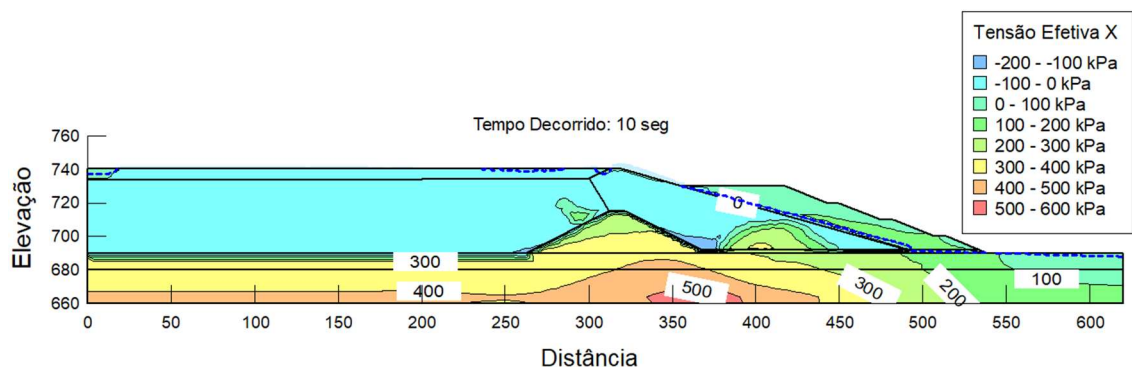


Figura 52 - Tensões efetivas horizontais após 10 s de terremoto.
(Fonte: autor)

As tensões verticais efetivas máximas antes da excitação sísmica são da ordem de 600 kPa para o *Overflow* e 700 kPa para o *Underflow*. No *Overflow* praticamente não são observadas regiões com tensões menores que 200 kPa. Após os 10 segundos de ação sísmica, os dois materiais demonstram queda acentuada das tensões efetivas verticais, com ambas as regiões apresentando tensões menores que 200 kPa. O mesmo ocorre para as tensões horizontais.

Já na Figura 53 são apresentadas as poropressões antes da excitação sísmica, e na Figura 54, após 10 s de movimentação do solo.

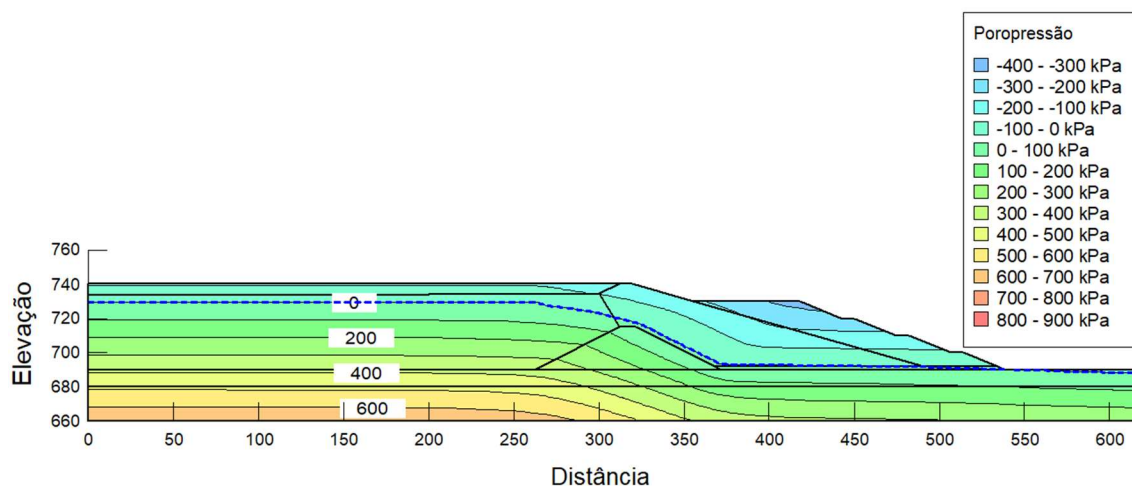


Figura 53 - Poropressões iniciais.
(Fonte: autor)

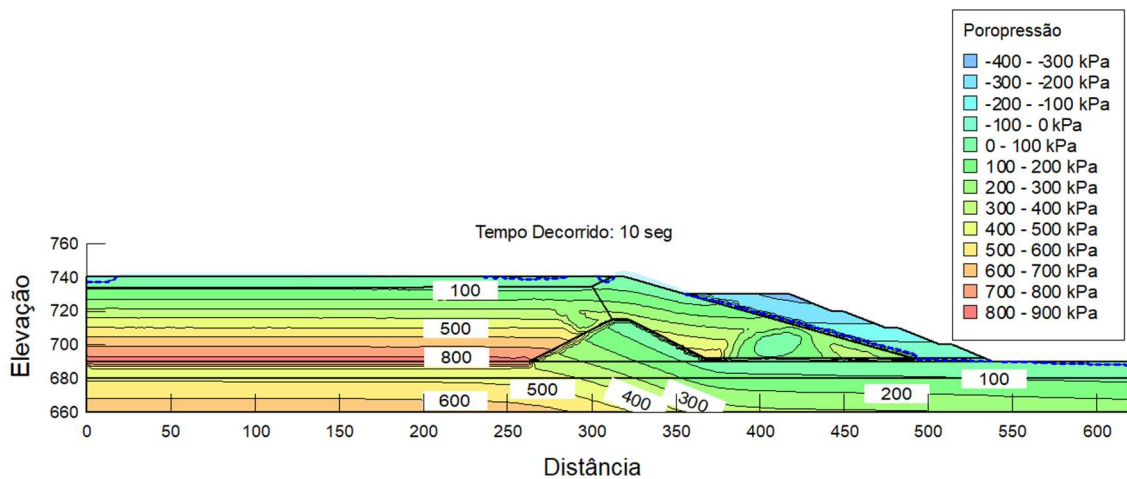


Figura 54 - Poropressões após 10 s de terremoto.
(Fonte: autor)

De forma complementar, na Figura 55 é ilustrado o excesso de poropressão gerado pela excitação sísmica no *Overflow*, *Underflow* e na camada de Rejeito Filtrado.

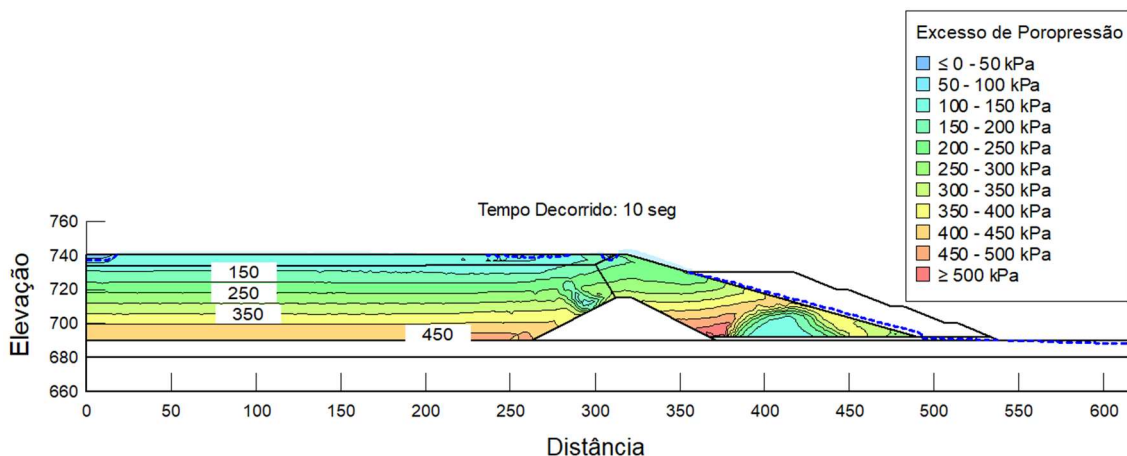
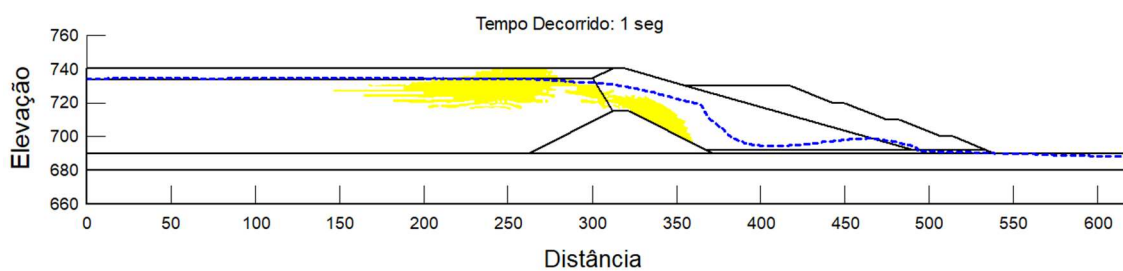


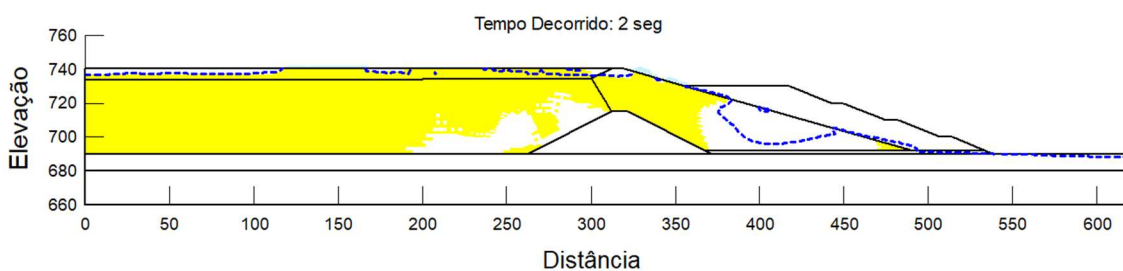
Figura 55 - Excesso de poropressão após 10 s de terremoto.
(Fonte: autor)

Algumas regiões dos rejeitos apresentaram excesso de poropressão da ordem de 450 kPa. Isso corresponde a uma carga de pressão de 45 metros de coluna de água. As regiões onde ocorreram geração mais significativa de poropressão, foram as mesmas que sofreram inicialmente liquefação.

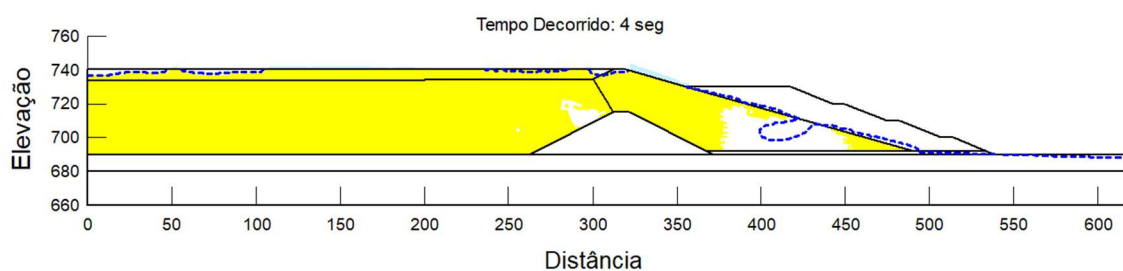
Nas Figuras 56, 57, 58, 59 e 60 estão indicadas (em amarelo) as regiões liquefeitas calculadas pelo QUAKE/W, para os tempos decorridos de 1 s, 2 s, 4 s, 8 s e 10 s, respectivamente.



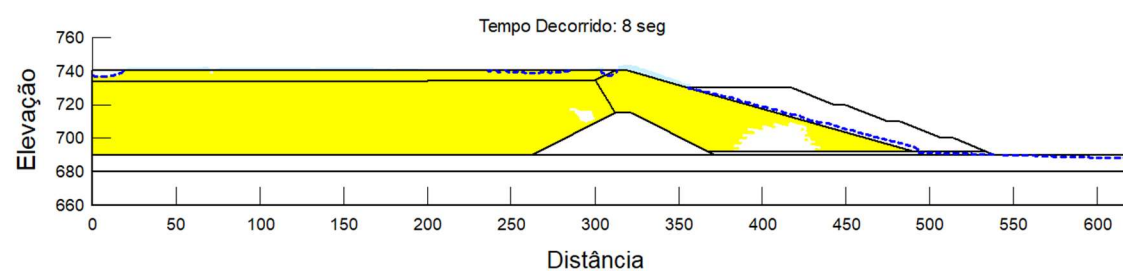
**Figura 56 - Zonas liquefeitas ao decorrer de 1 s.
(Fonte: autor)**



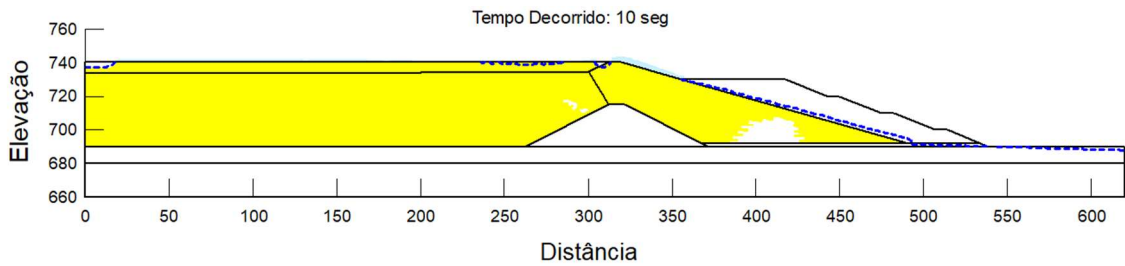
**Figura 57 - Zonas liquefeitas ao decorrer de 2 s.
(Fonte: autor)**



**Figura 58 - Zonas liquefeitas ao decorrer de 4 s.
(Fonte: autor)**



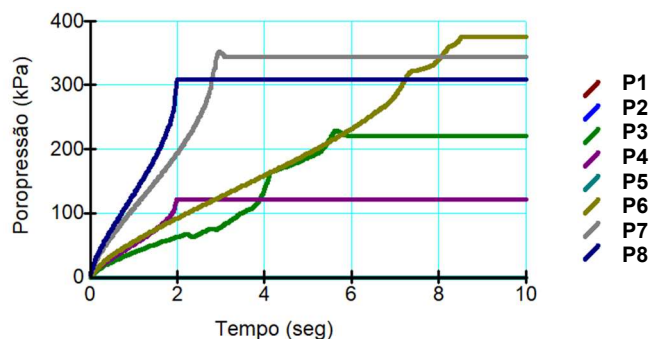
**Figura 59 - Zonas liquefeitas ao decorrer de 8 s.
(Fonte: autor)**



**Figura 60 - Zonas liquefeitas ao decorrer de 10 s.
(Fonte: autor)**

A geração de poropressão ocorre de maneira simultânea ao início do sismo. Como consequência, esse excesso de poropressão altera o estado de tensões efetivas do modelo, acarretando o surgimento de zonas liquefeitas. Com 2 segundos de sismo, boa parte do *Overflow* se apresentava na condição liquefeita, já aos 10 segundos todo o reservatório e boa parte do alteamento com *Underflow* se encontravam assim.

Com a alocação dos pontos históricos (Figura 42) e o registro dos dados ao longo de todas as etapas da análise, foi possível acompanhar graficamente a geração de poropressão ao longo do sismo para a localização de cada ponto. O resultado está indicado na Figura 61.



**Figura 61 - Geração de poropressão no decorrer do tempo.
(Fonte: autor)**

É possível perceber que a geração de poropressão ocorre de forma gradual até atingir o ápice (quando o material se liquefaz). Além disso, o tempo de excitação sísmica tem influência direta no surgimento das pressões neutras no material. Sendo assim, os efeitos causados por um sismo tendem a aumentar de forma proporcional ao tempo de indução de vibrações no solo.

Os pontos que não computaram geração de poropressão, não são regiões de interesse desse estudo. Portanto, somente foram inseridas as funções responsáveis por esse comportamento nos materiais onde estão localizados os pontos P3, P4, P6, P7 e P8.

Embora o modelo linear equivalente não contemple deformações permanentes, é possível acompanhar a oscilação da estrutura. Na Figura 62 e Figura 63 são apresentados os deslocamentos horizontais e verticais, respectivamente. Os maiores deslocamentos verticais são pouco expressivos e da ordem de 1 cm. Já as maiores amplitudes horizontais são aproximadamente 8 cm, algo que está coerente com as informações de estudos acessados pelo autor, porém não publicados, que são da ordem de 10 cm.

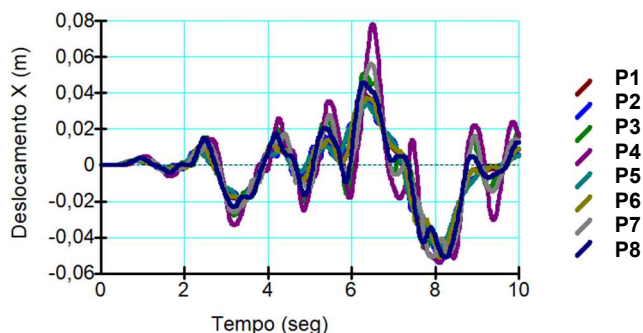


Figura 62 - Deslocamentos horizontais.
(Fonte: autor)

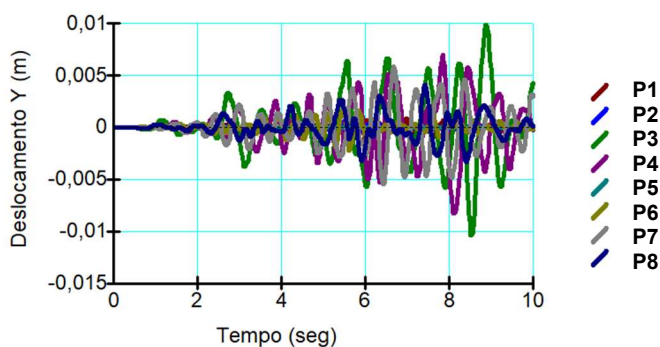


Figura 63 - Deslocamentos verticais.
(Fonte: autor)

Na Figura 64 estão indicadas as acelerações horizontais e na Figura 65 as verticais.

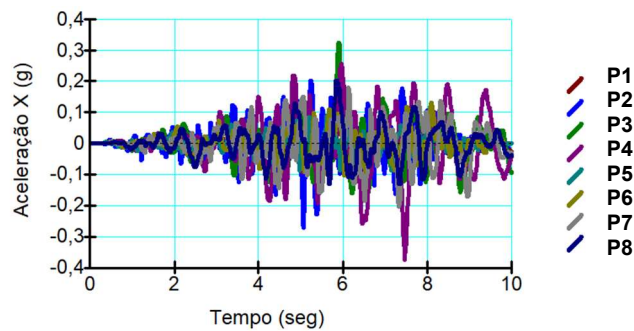


Figura 64 - Acelerações horizontais.
(Fonte: autor)

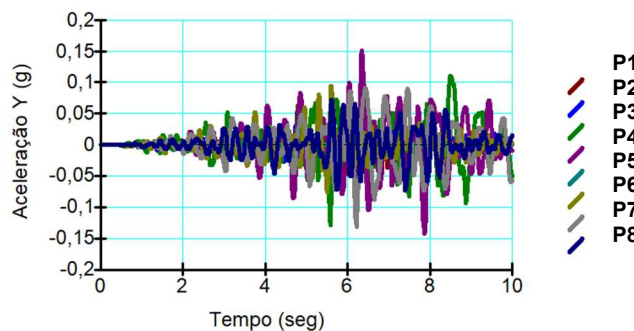


Figura 65 - Acelerações verticais.
(Fonte: autor)

Mesmo a ação sísmica sendo representada por um conjunto de acelerações horizontais, também foram identificadas acelerações verticais no modelo numérico. Isso acontece devido a influência da geometria, estratigrafia e propriedades de rigidez dos materiais. Coincidentemente, a grandeza desses valores é da ordem de 2/3 dos horizontais, em acordo com o que é abordado na literatura (Newmark e Hall, 1982 *apud* Kramer, 1996).

As maiores acelerações ocorrem após 6 segundos, o que reafirma a influência das características do sismo em efeitos no solo, já que as acelerações máximas do sismo artificial se iniciam no tempo de 5 segundos. De acordo com o modelo, houve um retardo em relação à resposta nas camadas superiores quando comparadas com os pontos próximos à fundação.

As acelerações horizontais registradas no modelo apresentaram picos acima de 0,09 g em sua maioria (alcançando por vezes valores até 0,35 g), boa parte deles estão dentro da faixa do conjunto de acelerações de entrada. Da mesma forma, os

valores verticais atingiram picos em torno de 0,15 g, mas se comportam ao longo da faixa de 0,06 g (2/3 dos horizontais). Isso mostra que são registradas ampliações pontuais na estrutura ao longo do terremoto, e não são vistos amortecimentos significativos.

A Figura 66, reforça o que é discutido anteriormente sobre ampliações. A ação sísmica que é introduzida na base da estrutura (ponto histórico P5), corresponde aproximadamente ao conjunto de acelerações do sismo artificial desenvolvido.

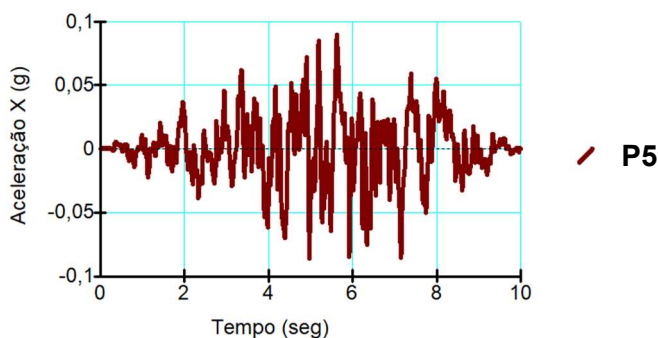


Figura 66 - Aceleração horizontal na base da estrutura (ponto P5).
(Fonte: autor)

Ainda é possível acompanhar as deformações cisalhantes XY nos pontos históricos indicados, como é possível observar na Figura 67.

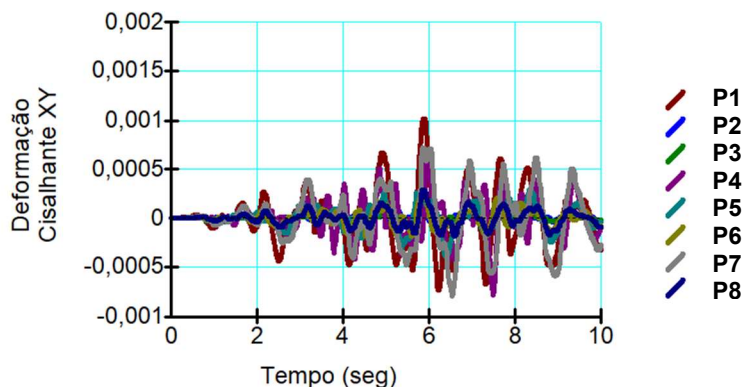


Figura 67 - Deformações cisalhantes XY.
(Fonte: autor)

Seguindo conclusões de Kavazanjian *et al.* (1997 (*apud* Huamán, 2018)), o modelo linear equivalente não produz resultados confiáveis para deformações cisalhantes de pico que ultrapassem 2%. Neste estudo, as deformações cisalhantes XY máximas ficaram por volta de 0,1%.

Por meio do método de equilíbrio limite de *Morgenstern&Price*, foi novamente verificado o FS do modelo com o novo estado de tensão e condições (zonas liquefeitas e aumento de poropressão) calculadas pela análise dinâmica do QUAKE/W. Na Figura 68 é apresentada a superfície de ruptura e o FS da berma de equilíbrio que é igual a 1,00, imediatamente após 10 s de excitação sísmica.

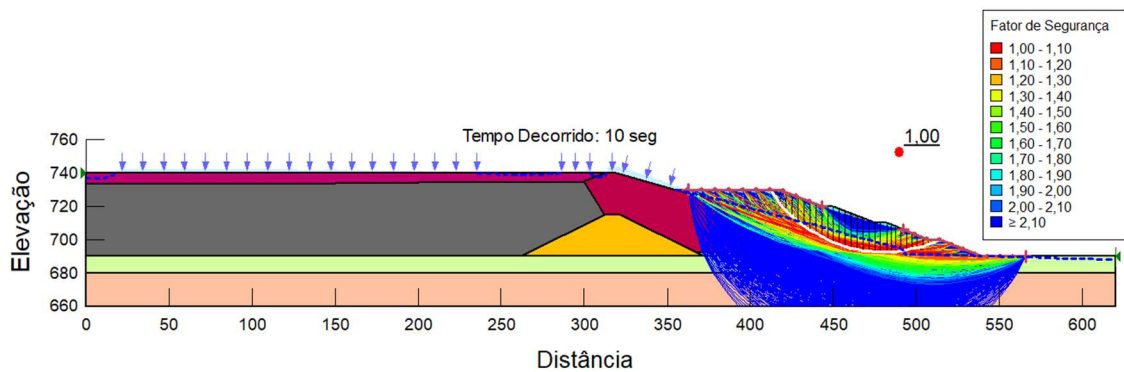


Figura 68 - FS após 10 s de terremoto (Berma).
(Fonte: autor)

Já na Figura 69 é ilustrado o FS de cada superfície crítica ao longo da discretização temporal, conforme alteração do estado de tensão provocado pela geração de poropressão.

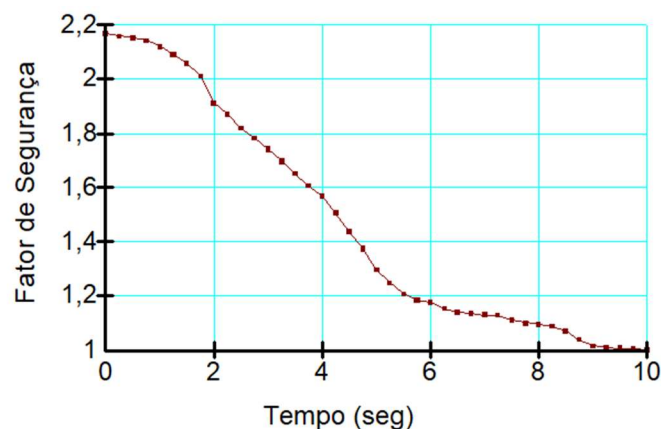


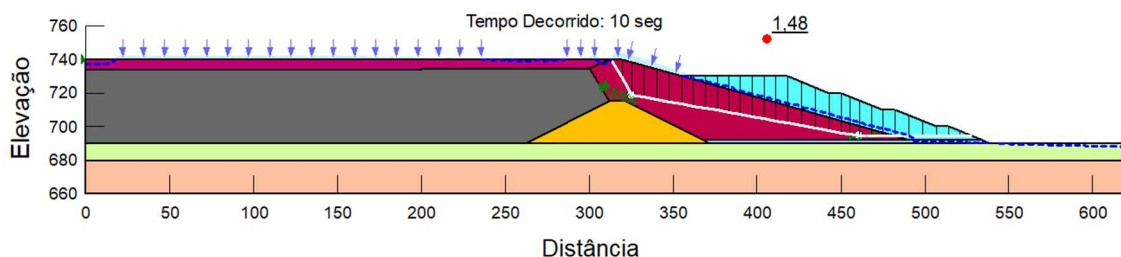
Figura 69 - FS no decorrer do sismo (Berma).
(Fonte: autor)

Com base nos resultados obtidos, a região da berma de equilíbrio apresentou FS drenado de 2,18. Esse valor é muito acima do recomendado de 1,5, demonstrando boas condições de estabilidade. Para a mesma região, considerando a abordagem sísmica pseudo-estática (coeficiente de aceleração adotado igual ao PGA do

acelerograma), o FS obtido foi de 1,59. Sendo assim, a estabilidade atende não somente a recomendação da NBR 13028 (ABNT, 2017) que recomenda FS sísmico mínimo de 1,1, como também é superior ao recomendado em análises drenadas

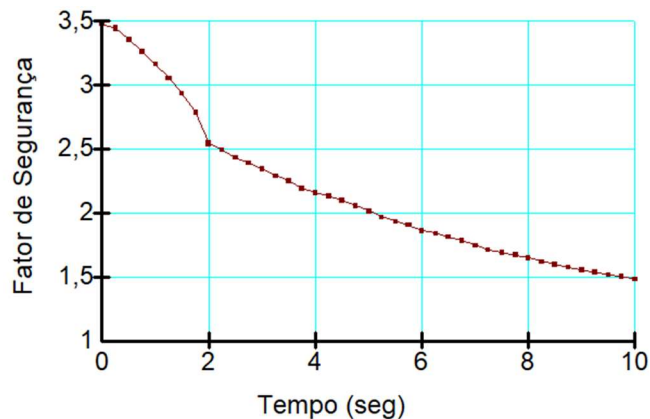
Os resultados da análise dinâmica das Figuras 68 e 69 mostram que após 10 segundos de sismo praticamente todos os rejeitos se liquefazem, gerando um FS de 1,0. Assim, enquanto o método pseudo-estático indica boas condições de estabilidade (FS de 1,59), a análise dinâmica indica iminência de ruptura no talude da berma (FS de 1,0). Isso está em acordo com as conclusões do estudo de Seed (1979), o qual aplicou o método pseudo-estático para algumas barragens que se romperam durante terremotos e porventura os resultados não indicavam a tendência de falha da estrutura.

Na Figura 70 é possível observar a estabilidade da região correspondente aos alteamentos com *Underflow*, por meio da definição de uma superfície de ruptura através da técnica de busca conhecida como blocos especificados.



**Figura 70 - FS após 10 s (Underflow).
(Fonte: autor)**

Por fim, na Figura 71 está ilustrado o FS ao decorrer do sismo para a superfície crítica da região do *Underflow*.

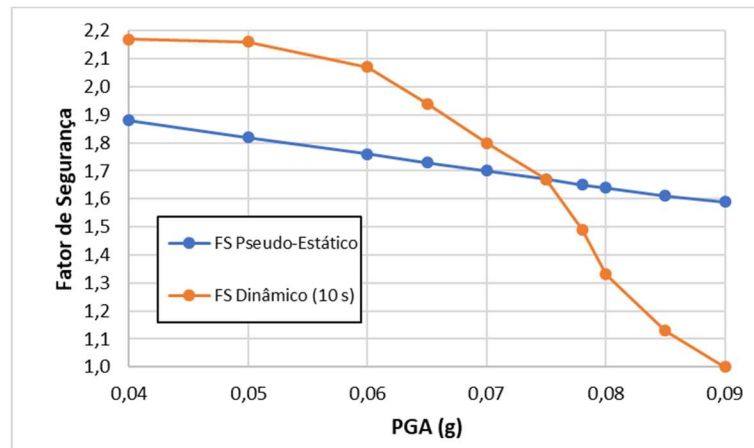


**Figura 71 - FS no decorrer do sismo (Underflow).
(Fonte: autor)**

Na abordagem sísmica, o FS pseudo-estático para o *Underflow*, foi de 1,33. Enquanto que o menor FS dinâmico encontrado após 10 segundos de sismo, foi de 1,48. Coincidentemente os valores foram próximos, uma vez que na análise pseudo-estática todos os rejeitos abaixo da linha freática foram considerados com menor resistência e a superfície crítica foi forçada a passar por essa região. Na técnica dinâmica é possível observar a mudança de localização da superfície crítica.

O decréscimo do fator de segurança que é observado no decorrer do tempo na análise dinâmica, deixa claro o efeito de redução de estabilidade causado pelo sismo. Nesse sentido, há uma tendência de ruptura do talude perante a continuidade da movimentação do solo.

Os resultados do estudo realizado na berma com objetivo de avaliar sua estabilidade perante variação do PGA (Aceleração Máxima de Pico), com uso dos métodos dinâmico (modelo linear equivalente) e pseudo-estático, estão apresentados na Figura 72.



**Figura 72 - Estudo de sensibilidade do FS para diferentes PGA.
(Fonte: autor)**

O estudo de sensibilidade realizado não pretende comparar os métodos pseudo-estático e dinâmico. As duas abordagens são baseadas em fundamentações teóricas diferentes, portanto os resultados também são distintos. O que se pretende avaliar é a resposta de cada análise em relação a alteração do PGA da ação sísmica.

Para o modelo geotécnico proposto, os cenários de baixa sismicidade (aproximadamente menor de 0,075 g neste estudo) indicaram um FS pseudo-estático menor, ou seja, mais conservador. Entretanto na análise dinâmica, sob condições de sismicidade mais elevada e principalmente a partir daquelas que induzem o aparecimento de zonas liquefeitas na região na qual está localizada a superfície crítica, há um comportamento de redução muito acentuado nos valores de estabilidade. Isso mostra claramente a tendência de ruptura do talude devido à geração de poropressão e consequente liquefação dinâmica, mesmo com indicação de estabilidade aceitável pela análise anterior.

As perspectivas obtidas com a análise dinâmica (modelo linear equivalente), mostram que a geração de poropressão em solos suscetíveis a apresentarem esse comportamento, não pode ser desconsiderada em estudos sísmicos. A poropressão gerada, em condições não drenadas, foi responsável pela liquefação dinâmica de diversas regiões e uma queda significativa do fator de segurança na berma de 2,18 para 1,00, o que confirma a importância de sua contemplação nas considerações de projeto.

Conforme os resultados obtidos neste estudo, a falta de sensibilidade dos métodos pseudo-estáticos em relação aos principais parâmetros de um terremoto e sua variação no tempo (duração, frequências e acelerações), juntamente com a desconsideração do potencial de indução e geração de poropressão dos solos quando solicitados ciclicamente, podem não representar a tendência real de comportamento de uma barragem de rejeitos sob efeito sísmico. Assim, comparando a estabilidade drenada obtida de 2,18 e o FS pseudo-estático de 1,59 (PGA de 0,09 g), compreende-se que a simplificação do método pode indicar uma redução na estabilidade menor do que quando a liquefação dinâmica é abordada.

Embora o comportamento apresentado na Figura 72 seja limitado apenas a este estudo, cada barragem deve apresentar curvas de comportamento próprio devido a heterogeneidade de materiais e parâmetros. Nesse sentido, há uma tendência de que o FS pseudo-estático seja equivocado a partir de determinada faixa de sismicidade. Portanto, a justificativa de que o Brasil possui “baixa sismicidade” não deve ser um argumento aceitável para a não adoção de métodos que contemplem a liquefação dinâmica, sendo necessária a análise de cada estrutura de forma específica.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Diante do que foi abordado nesse trabalho, é possível concluir que a avaliação sísmica em estruturas geotécnicas é uma tarefa complexa, envolvendo inúmeras variáveis. Muitos dos conceitos e teoria por trás de um estudo sísmico podem fugir do entendimento de profissionais geotécnicos devido ao seu caráter multidisciplinar e o baixo conhecimento da comunidade geotécnica brasileira acerca deste tipo de análise, sendo o Brasil situado em região de baixa sismicidade.

A representação da ação sísmica por meio de um único coeficiente de aceleração é algo prático, porém muito aproximado. Principalmente porque as outras características de um sismo, como por exemplo a duração, conjunto de frequências e acelerações induzidas no solo, são extremamente importantes na definição dos efeitos que serão induzidos na superfície terrestre.

A previsão do máximo terremoto provável vai muito além da definição apenas do seu PGA. Logo, é necessário que seja definida uma máxima sismicidade potencial para aquele local de estudo. Para resultados mais concisos, é inevitável a realização de estudos sismológicos, antes do início da abordagem geotécnica.

Terremotos são eventos que apresentam um caráter aleatório, o que dificulta a previsão assertiva de tais acontecimentos. A baixa recorrência de sismos no território brasileiro, apresenta por um lado menor probabilidade de manifestação e por outro a dificuldade na determinação do tempo de retorno de novos fenômenos.

É possível concluir que os métodos pseudo-estáticos e dinâmicos cumprem bem aquilo que cada um propõe. Sendo o primeiro voltado à contemplação das forças inerciais que surgem devido a indução de movimentação do solo, e o segundo a representação da alteração do estado de tensões devido a geração de poropressão.

Nas etapas de modelagem, foram observadas que as análises dinâmicas são extremamente sensíveis aos diversos parâmetros envolvidos em sua execução. Dentre eles, é possível citar os parâmetros sísmicos (conjunto de frequências, acelerações e duração do sismo), os parâmetros geotécnicos (K_0 , Poisson, função de

amortecimento, função de poropressão e G_0) e o próprio modelo de comportamento dinâmico de solo adotado.

Erros durante a consolidação e definição dos parâmetros geotécnicos e sísmicos podem tornar os resultados obsoletos ou distantes daqueles considerados representativos. Ao mesmo tempo, sismos com características diferentes, mas com mesmo PGA, podem normalmente gerarem conclusões distintas.

Nem sempre um fator de segurança pseudo-estático indicando boa estabilidade, representa de fato as condições reais da obra. Como visto, com o aumento do PGA do sismo artificial, o FS pseudo-estático se manteve com valores ideais até 0,09 g. Entretanto, do ponto de vista dinâmico, a berma de equilíbrio está na iminência de ruptura com esse PGA (FS = 1,00). Além disso, devido às especificidades das estruturas de contenção de rejeitos (heterogeneidade de materiais, geometrias e anomalias), a faixa de baixa sismicidade em que os resultados de análises pseudo-estáticas são aceitáveis, possivelmente é diferente para cada estrutura.

Portanto, torna-se fundamental que a avaliação sísmica em barragens seja realizada por meio de análises dinâmicas, principalmente quando possuem materiais com potencial de geração de poropressão (condição não drenada), sendo recomendado o uso de técnicas pseudo-estáticas de forma complementar. Apesar das técnicas pseudo-estáticas apresentarem grandes limitações, são métodos simples de serem aplicados, que apresentam como vantagem a resposta rápida e inicial sobre as condições de estabilidade da estrutura.

Ademais, o reconhecimento da existência dos sismos induzidos somado à quantidade elevada de grandes obras de engenharia, aumentam a probabilidade de ocorrência de eventos sísmicos no território brasileiro.

Por fim, deve-se acima de tudo compreender que os dois métodos abordados são rodeados de grandes incertezas, que vão desde a representação da ação sísmica até a caracterização geotécnica dos materiais. Sendo assim, ambos são importantes na orientação da melhor tomada de decisão, mas podem não representar com muita precisão os efeitos reais de um possível terremoto. Sugere-se assim, maiores estudos

sobre a aplicação dos métodos abordados para regiões consideradas de baixa sismicidade, como é o caso do Brasil.

REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 13028 Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água - Requisitos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2017.

ABNT. **NBR 15421 Projeto de estruturas resistentes a sismos**. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, 2023.

ALVES, F. V. **Estudo de sismicidade do Brasil para revisão da ABNT NBR 15421**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2020.

ANM. **Resolução ANM N° 95, de 07 de fevereiro de 2022**. Agência Nacional de Mineração. 2022.

ANM. **Sistema de gestão de segurança de barragem de mineração**. Agência Nacional de Mineração. 2023. SGSBM. Disponível em:

<https://app.anm.gov.br/sigbm/publico/gerenciarpublico>. Acesso em: 26 jul. 2023

ASSUMPÇÃO, M. **Sismicidade: perigo sísmico no Brasil**. Notas de aula. 2020

ASSUMPÇÃO, M. *et al.* **Reservoir-induced seismicity in Brazil**. Pure and Applied Geophysics, Birkhauser Verlag, Basel, n. 159, p. 597-617, 2002.

ASSUMPÇÃO, M. *et al.* **Terremotos no Brasil: preparando-se para eventos Raros**. Boletim da Sociedade Brasileira de Geofísica, n. 96, p. 25 - 28, 2016.

ASSUMPÇÃO, M; DIAS NETO, C. M. **Sismicidade e estrutura interna da terra**. In: TEIXEIRA, W., *et al.* Decifrando a Terra. 1°. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2001.

BARROS, L. V. *et al.* **Sismicidade induzida por reservatório (SIR): casos brasileiros**. Boletim da Sociedade Brasileira de Geofísica - SBGf, n. 96, p. 32, 2016.

BARROS, L. V. *et al.* **Reservoir-triggered seismicity in Brazil: statistical characteristics in a midplate environment**. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 108, n. 5B, p. 3046 - 3051, 2018.

BERROCAL, J. **Atividade sísmica e sua ocorrência**. Boletim da Sociedade Brasileira de Geofísica - SBGf, n. 96, p. 30 - 31, 2016.

BEZERRA, F. H.; FERREIRA, J.M; DO NASCIMENTO, A.F. **Neotectônica e sismicidade no Brasil**. Boletim da Sociedade Brasileira de Geofísica - SBGf, v. 96, p. 22 - 23, 2016.

BRITO, R. C. **Acelerogramas artificiais de sismos aplicados a edificações**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2017.

CABELLLO, C. **Revista ciencias de la tierra**. 2021. Disponível em: <www.revistacienciasdelatierra.com/>. Acesso em: 11 Setembro 2023.

CASAGRANDE, A. **Liquefaction and cyclic deformation of sands - a critical review**. Harvard Soil Mechanics Series, n. 88, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, 1976.

CASTILHO, B. D. M. **Análise dos gatilhos de liquefação dinâmica e modelagem numérica da Barragem do Germano**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2017.

CAVALCANTE, G. H. F. **Estudo do risco sísmico de OAEs típicas em rodovias federais do nordeste do Brasil**. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2022.

CDA. **Dam safety guidelines**. (2007). Canadian Dam Association. 2013.

CENTRO DE SISMOLOGIA DA USP. Universidade de São Paulo. São Paulo, 2020. Disponível em: <<https://www.sismo.iag.usp.br/eq/>>. Acesso em: 22 julho 2023.

CHOPRA, A. K. **Dynamics of structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering**. 5°. ed. University of Califórnia, Berkeley: Pearson, 2017.

CORBANI, S. **Análise dinâmica elasto-plástica de estruturas metálicas sujeitas a excitação aleatória de sismos**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

CRONE, A. J. *et al.* **Paleoseismicity of two historically quiescent faults in Australia: implications for fault behavior in stable continental regions.** Bulletin of the Seismological Society of America, v. 93, n. 5, p. 1913 - 1934, 2003.

DAS, D.; MALLIK, J. **Koyna earthquakes: a review of the mechanisms of reservoir-triggered seismicity and slip tendency analysis of subsurface faults.** Acta Geophysica, v. 68, n. 4, p. 1097–1112, 2020.

DEALBA, P.; CHAN, C. K.; SEED, H. B. **Determination of soil liquefaction characteristics by large-scale laboratory tests.** University of California. Berkeley, 1975.

EUROCODE 8. **Design of structures for earthquake resistance.** Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. EN 1998-1, 2004. CEN, Brussels, 2004.

GASPARINI, D.; VANMARKE, E. **Simulated earthquake motion compatible with prescribed response spectra.** Massachusetts Institute of Technology. 1976.

GELFI, P. **SIMQKE_GR: simulation of earthquake.** University of Brescia, Italy, 2012.

GEOINOVA. **Uma breve história da mineração no Brasil.** 2023. Disponível em: <<https://geoinova.com.br/uma-breve-historia-da-mineracao-no-brasil/>>. Acesso em: 4 jan. 2024.

GUILLÉN, J. L. C. **Estudos de modelos constitutivos para previsão da liquefação em solos sob carregamento monotônico.** Dissertação (mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.

GISTM. **Padrão global da indústria para a gestão de rejeitos.** Global Tailings Review, 2020.

GUPTA, H. K. **Reservoir-induced earthquakes.** Developments in Geotechnical Engineering, v. 64, 1992.

HUAMÁN, J. C. **Previsão numérica do comportamento sísmico da barragem de rejeitos de Alpamarca no Peru.** Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2018.

HUERTAS, J. R. C. **Procedimentos de análise não-linear para previsão de resposta sísmica em geoestruturas**. Tese (doutorado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

HYNES – GRIFFIN, M. E.; FRANKLIN, A. G. **Rationalizing the seismic coefficient method. Miscellaneous Paper**. U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1984.

JEFFERIES, M. G; BEEN, K. **A state parameter for sands**. *Géotechnique*, p. 99-112, 1985.

JEFFERIES, M. G.; BEEN, K. **Soil liquefaction: A Critical State Approach**. 2°. ed. University of Southampton, United Kingdom: CRC Press, 2016.

JUNIOR, M. P. D. S. *et al.* **Análise da susceptibilidade à liquefação estática por meio de ensaios de campo e de laboratório**. XXXII - Seminário Nacional De Grandes Barragens - SNGB, 2019

KRAMER, S. L. **Geotechnical earthquake engineering**. International Series. New Jersey: Prentice-Hall, 1996.

LAMBE, T. W; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. 1° ed. Massachusetts Institute of Technology, EUA: John Wiley & Sons, 1969.

LEE, K. L.; ALBAISA, A. **Earthquake induced settlements in saturated sands**. *Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, v.100, n. GT4, 1974.

LOAYZA, F. H. **Modelagem do comportamento pós-sismo de uma barragem de rejeito**. Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.

MARTIN, G. R.; FINN, W. D. L; SEED, H. B. **Fundamentals of liquefaction under cyclic loading**. *Journal of The Geotechnical Engineering Division*, p. 423 - 438, 1975.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MUNÓZ, L. F. P. **Análise dinâmica não linear de pórticos com base elasto-plástica sob ação sísmica**. Tese (Doutorado). Pontífica Universidade Católica. Rio de Janeiro, 2015.

NÓBREGA, S. H. S. D.; NÓBREGA, P. G. B. D.; SANTOS, S. H. D. C. **Aplicação dos critérios e métodos da NBR 15421: 2023 projeto de estruturas resistentes a sismos**. *Concreto & Construções*, n. 111, p. 14-19, 2023.

PETERSEN, M. D. *et al.* **Seismic hazard, risk, and design for south america**. *Bulletin of the Seismological Society of America*, v. 108, n. 2, p. 781 - 800, 2018.

ROBERTSON, P. K. **Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test**. Geotechnical Group, University of Alberta, Canada, 1998.

ROBERTSON, P. K. **Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. n. 6, v. 136, 2010.

ROBERTSON, P. K. **Evaluation of flow liquefaction: influence of high stresses**. 3rd International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering. Vancouver, 2017.

RODRIGUES, R. M. R. **Geração de acelerogramas sísmicos artificiais compatíveis com um espectro de resposta**. Monografia. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

RSBR. **Rede sismográfica brasileira**. Disponível em: <<http://rsbr.on.br/>>. Acesso em: 23 jan. 2024.

RUSSO, F. M. **Comportamento de barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico: caracterização laboratorial e simulação numérica do processo construtivo**. Tese (Doutorado). Universidade de Brasília, Distrito Federal, 2007.

SANDRONI, S. S.; GUIDICINI, G. **Barragens de terra e enrocamento**. 1° ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2021.

SEED, H. B. **Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams**. *Geotechnique*, v. 29, n. 3, p. 2215-263, 1979.

SEED, H. B *et al.* **Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses.** Earthquake Engineering Research Center, University of California. Berkeley, 1975.

SEED, H. B.; IDRIS, I. M. **Soil moduli and damping factors for dynamic.** University of California. Berkeley, 1970.

SEED, H. B.; LEE, K. L. **Liquefaction of saturated sands during cyclic loading conditions.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, v. 92. p. 105 - 134, 1966.

SEEQUENT. **Dynamic earthquake - modeling with GeoStudio.** Seequent limited, the Bentley subsurface company, 2022.

SEISMOSOFT LTD. **SeismoMatch's help system.** 2023.

SILVA, F. C. M. D. **Avaliação do risco sísmico nas regiões nordeste e sudeste do Brasil.** Monografia. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, p. 61, 2009.

SIMPSON, D. W; LEITH, W. S; SCHOLZ, C. H. **Two types of reservoir-induced seismicity.** Bulletin of the Seismological Society of America, v. 78, n. 6, p. 2025-2040, 1988.

STEIN, S.; WYSESSION, M. **An introduction to seismology, earthquakes, and earth structure.** 1°. ed. Blackwell Publishing Ltd, 2003.

TALWANI, P. **Seismogenic properties of the crust inferred from, recent studies of reservoir induced seismicity - application to Koyna.** Current Science, v. 79, p. 1327-1333, 2000.

TERZAGHI, K. **Mechanism of landslides.** Engineering Geology (Berkey). Geological Society of America, 1950.

VELOSO, A. **Os surpreendentes terremotos intraplacas.** Boletim da Sociedade Brasileira de Geofísica - SBGf, n. 96, 2016.

YOSHIMI, Y.; TANAKA, K.; TOKIMATSU, K. **Liquefaction resistance of a partially saturated sand.** Soils and Foundations, v. 29, n. 3, p.157-162, 1989.

YOU D, . T. L.; IDRIS, I. M. **Liquefaction resistance of soil: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2001.

**ANEXO A – ESCALA DE INTENSIDADE MERCALLI MODIFICADA
(ASSUMPÇÃO E DIAS NETO, 2001).**

Grau	Descrição dos Efeitos	Aceleração (g)
I	Não sentido. Leves efeitos de período longo de terremotos grandes e distantes	
II	Sentido por poucas pessoas paradas, em andares superiores ou locais favoráveis	< 0,003
III	Sentido dentro de casa. Alguns objetos pendurados oscilam. Vibração parecida à da passagem de um caminhão leve. Duração estimada. Pode não ser reconhecida como um abalo sísmico.	0,004 – 0,008
IV	Objetos suspensos oscilam. Vibração parecida à da passagem de um caminhão pesado. Janelas, louças, portas, fazem barulho. Paredes e estruturas de madeiras rangem.	0,008 – 0,015
V	Sentido fora de casa, direção estimada. Pessoas acordam. Líquido em recipiente é perturbado. Objetos pequenos e instáveis são deslocados. Portas oscilam, fecham e abrem.	0,015 – 0,04
VI	Sentido por todos. Muitos se assustam e saem às ruas. Pessoas andam sem firmeza. Janelas, louças quebradas. Objetos e livros caem de prateleiras. Reboco fraco e construção de má qualidade racham.	0,04 – 0,08
VII	Difícil manter-se em pé. Objetos suspensos vibram. Móveis quebram. Danos em construção de má qualidade, algumas trincas em construção normal. Queda de reboco, ladrilhos ou tijolos mal assentados, telhas. Ondas em piscinas. Pequenos escorregamentos de barrancos arenosos	0,08 – 0,15
VIII	Danos em construções normais com colapso parcial. Algum dano em construções reforçadas. Quedas de estuque e alguns muros de alvenaria. Queda de chaminés, monumentos, torres e caixas d'água. Galhos quebram-se das árvores. Trincas no chão.	0,15 – 0,30
IX	Pânico geral. Construções comuns bastante danificadas, às vezes colapso total. Danos em construções reforçadas. Tubulação subterrânea quebrada. Rachaduras visíveis no solo.	0,30 – 0,60
X	Maioria das construções destruídas até nas fundações. Danos sérios a barragens e diques. Grandes escorregamentos de terra. Água jogada nas margens de rios e canais. Trilhos levemente entortados.	0,60 – 1
XI	Trilhos bastante entortados. Tubulações subterrâneas completamente destruídas.	~ 1 – 2
XII	Destruição quase total. Grandes blocos de rocha deslocados. Linhas de visada e níveis alterados. Objetos atirados ao ar.	~ 2

ANEXO B – PARÂMETROS DE ENTRADA NECESSÁRIOS NO QUAKE/W (GEOSTUDIO)

Elástico Linear	Linear Equivalente	Não-Linear
G_{max} (função ou constante)	G_{max} (função ou constante)	G_{max} (função ou constante)
Função Número Cíclico	Função de redução G	Função módulo recuperável
Função de Poropressão	Função de Poropressão	**Função de poropressão MFS
Peso específico, taxa de amortecimento e Poisson	Peso específico, taxa de amortecimento, Poisson, c' e Φ'	Taxa de amortecimento e amortecimento máximo
*Funções k_a e k_σ	*Funções k_a e k_σ	-
-	Resistência em estado permanente e ângulo da superfície de colapso (liquefação)	Resistência em estado permanente e ângulo da superfície de colapso (liquefação)

* k_a é função de correção de tensão cisalhante e k_s a função de correção de sobrecarga, ambas são opcionais;

** Modelo Martin, Finn e Seed (1975).